

PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Lehrstuhl für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT
BRAUNSCHWEIG

3300 Braunschweig, den 21.12.1987

Biegetragfähigkeit von Konstruktionsleichtbeton bei sehr tiefen Temperaturen

Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Dipl.-Ing. U. Pusch

Dezember 1987

Mit Hilfe von Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen wurde diese Arbeit
in dankenswerter Weise gefördert.

Erlaß vom 05.12.1984 - GZ: 2091 - BV4e - 59/84

INHALTSVERZEICHNIS

Biegetragfähigkeit von Konstruktionsleichtbeton bei sehr tiefen Temperaturen

1. Zielsetzung
2. Materialkennwerte von Konstruktionsleichtbeton (LB) bei tiefen Temperaturen
 - 2.1 Einleitung
 - 2.2 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Materialkennwerte bei Tieftemperatur
 - 2.3 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Materialkennwerte bei Tieftemperatur
 - 2.4 Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Materialkennwerte bei Tieftemperatur
 - 2.5 Ergebnisse der LB-Versuche bei TT, Beschreibung der mechanischen Kennwerte von LB bei TT
 - 2.5.1 Zylinderdruckfestigkeit von LB bei TT
 - 2.5.2 Spaltzugfestigkeit von LB bei TT
 - 2.5.3 Zusammenhang zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit von LB bei TT
 - 2.5.4 Spannungs-Dehnungs-Linie, Elastizitätsmodul, Bruchdehnung von LB bei TT
 - 2.5.5 Thermisches Dehnverhalten von LB bei TT
 - 2.6 Zusammenfassung
3. Materialkennwerte von Bewehrungsstahl bei TT
 - 3.1 Einleitung
 - 3.2 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Materialkennwerte von Bewehrungsstahl bei TT
 - 3.3 Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Materialkennwerte von Bewehrungsstahl bei TT
 - 3.4 Versuchsergebnisse, Beschreibung der mechanischen Kennwerte von Bewehrungsstahl für den TT-Bereich
 - 3.4.1 Spannungs-Dehnungs-Linie, Elastizitätsmodul und Streckgrenze von Bewehrungsstahl bei TT
 - 3.4.2 Thermisches Dehnverhalten von Bewehrungsstahl bei TT
 - 3.4.3 Zusammenfassung
4. Verbundverhalten von Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen
 - 4.1 Einleitung
 - 4.2 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Verbundspannungen von LB bei TT
 - 4.3 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Verbundspannungen von LB bei TT
 - 4.4 Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Verbundspannungen von LB bei TT
 - 4.5 Versuchsergebnisse zum Verbundverhalten von LB bei TT

- 4.6 Analytische Beschreibung des Verbundverhaltens von LB bei TT
- 4.7 Zusammenfassung

- 5. Beanspruchung und Verformung von Stahlbetonstäben unter Biegung bei TT
 - 5.1 Einleitung
 - 5.2 Versuchsprogramm
 - 5.3 Versuchskörper
 - 5.4 Baustoffe
 - 5.5 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper
 - 5.6 Versuchseinrichtung
 - 5.7 Meßverfahren und Messungen
 - 5.7.1 Messung der Kräfte zur Erzeugung der Biegebeanspruchung
 - 5.7.2 Messung der Dehnungen
 - 5.7.3 Messung der Durchbiegung
 - 5.7.4 Messung der Rißbreiten
 - 5.7.5 Rißdetektoren
 - 5.7.6 Messung der Temperaturen
 - 5.8 Versuchsdurchführung
 - 5.9 Innerer thermischer Zwang und Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft
 - 5.9.1 Vorbemerkungen
 - 5.9.2 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand I
 - 5.9.3 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I bei RT und TT
 - a) Querschnittswerte für Zustand I
 - b) Spannungen und Dehnungen infolge Biegung und Normalzugkraft
 - 5.9.4 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I
 - 5.9.5 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand II
 - 5.9.6 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand II bei RT und TT
 - 5.9.7 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft sowie infolge inneren thermischen Zwangs für Zustand II

5.10. Versuchsergebnisse

5.10.1 Maßgebende Beanspruchung im Meßbereich infolge Biegung und Normalzugkraft

5.10.2 Temperaturverteilung im Betonquerschnitt während der Abkühlung

5.10.3 Innerer thermischer Zwang infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl - Versuchsergebnisse

5.10.4 Stahldehnungen in der Zugzone

5.10.5 Dehnungen in der Druckzone

5.10.6 Mittlere Krümmung, Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

5.10.7 Stahldehnungen entlang der Stabachse

5.10.8 Änderung der Biegesteifigkeit durch Rißbildung

5.10.9 Rißbildung

a) Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung

b) Entwicklung des Rißbildes

c) Rißabstände

d) Rißbreiten

5.10.10 Tragfähigkeit der Versuchskörper

5.11 Berechnungsmodell

5.11.1 Vorbemerkungen

5.11.2 Biegezugfestigkeit von Stahlleichtbetonstäben bei TT

5.11.3 Stahlspannung vor und nach Erstrißbildung

5.11.4 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

a) mittlere Stahldehnung

b) Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen auf die Betonranddehnung in der Druckzone

c) mittlere Krümmung

5.11.5 Biegesteifigkeit

5.11.6 Analytische Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse

a) Verbundgesetz für tiefe Temperaturen

b) Stahlspannung entlang der Stabachse

5.11.7 Rißbildung

a) Rißabstände nach abgeschlossener Rißbildung

b) Rißbreiten

6. Zusammenfassung

7. Literatur

Verwendete Bezeichnungen

Allgemeines

RT	Raumtemperatur +20 °C
TT	Tieftemperatur
ϑ	Temperatur

Abmessungen des Querschnitts

b	Breite
d	Dicke
h	statische Nutzhöhe
d_1	Abstand der Bewehrung in der Druckzone vom Druckrand
x	Druckzonenhöhe
d_2	$d - h$
z_{s2}	$d/2 - d_2$
z_{s1}	$d/2 - d_1$
c_{ib}	Abstand der Schwerlinie des wirksamen Querschnitts von der Schwerlinie des Betonquerschnitts
a	Abstand der Druckresultierenden vom Druckrand
c_b	Betondeckung
t_e	effektive Betondeckung

Bezogene Größen

μ_1	Bewehrungsgrad $\mu_1 = A_{s1}/b \cdot d$
μ_2	Bewehrungsgrad $\mu_2 = A_{s2}/b \cdot d$
μ_{ef}	wirksamer Bewehrungsgrad
β_1	$\beta_1 = d_1/d$
β_2	$\beta_2 = d_2/d$

λ	$\lambda = h/d$
a	$a = k_a \cdot x$
η_{s1}	$\eta_{s1} = z_{s1}/d$
η_{s2}	$\eta_{s2} = z_{s2}/d$
ζ	$\zeta = c_{ib}/d$
δ	$\delta = H_R/d$
α	Völligkeitsbeiwert
ξ	$\xi = x/d$
\bar{N}	$\bar{N} = N/bd$
\bar{M}	$\bar{M} = M/bd^2$

Querschnittswerte

A_i	ideelle Querschnittsfläche
J_i	ideelles Flächenmoment 2. Grades
W_i	ideelles Widerstandsmoment

Schnittgrößen

M	Biegemoment, bezogen auf Querschnittsmitte
N	Normalzugkraft, angreifend in Querschnittsmitte
M_R^1	Biegemoment bei Erstrißbildung
N_R^1	Normalkraft bei Erstrißbildung

Festigkeitskenngrößen

Stahl:

$R_{p0,2}$	0,2 %-Dehngrenze
R_m	Zugfestigkeit

β_s	Streckgrenze
A_{10}	Bruchdehnung
E_s	Elastizitätsmodul
σ_s	Stahlspannung
u_m	mittlere Feuchte des Betons

Beton:

E_b	Elastizitätsmodul auf Druck
E_{bz}	Elastizitätsmodul auf Zug
β_c	Zylinderdruckfestigkeit
β_{sz}	Spaltzugfestigkeit
β_z	zentrische Zugfestigkeit
β_{bz}	Biegezugfestigkeit
σ_b	Betonspannung
n	$n = E_s/E_b$

Bewehrung

A_{s2}	Querschnittsfläche der Zugbewehrung (Außenrand 2)
A_{s1}	Querschnittsfläche der Druckbewehrung (Außenrand 1)
f_R	bezogene Rippenfläche
s	Stababstand

Verformungen

ϵ_{b90}	freie thermische Dehnung des Betons
ϵ_{s90}	freie thermische Dehnung des Stahls
$\Delta \epsilon_{90}$	$\Delta \epsilon_{90} = \epsilon_{s90} - \epsilon_{b90}$
$\bar{\epsilon}_{b9z}$	reine thermische Zwangdehnung des Betons
$\bar{\epsilon}_{s9z}$	reine thermische Zwangdehnung des Stahls

α_{bs}	Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons
α_{ss}	Temperaturausdehnungskoeffizient des Stahls
$\bar{\epsilon}_{bo}$	thermische Zwangdehnung des Betons am Außenrand 1
$\bar{\epsilon}_{bu}$	thermische Zwangdehnung des Betons am Außenrand 2
$\bar{\epsilon}_{s2}$	thermische Zwangdehnung des gezogenen Stahls im Zustand II
$\bar{\epsilon}_R$	thermische Zwangdehnung des Betons an der Rißwurzel im Zustand II
$\bar{\epsilon}_o$	thermische Zwangdehnung des Betons am Außenrand 1 im Zustand II
$\bar{\epsilon}_{mR}$	Mittendehnung infolge thermischen Zwangs im Zustand II
$\bar{\kappa}_R$	Krümmung infolge thermischen Zwangs im Zustand II
ϵ_{sR}	Stahldehnung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
ϵ_{bR}	Betondehnung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
ϵ_{mR}	Mittendehnung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
κ_R	Krümmung im Rißquerschnitt infolge Lastbeanspruchung
ϵ^I	Dehnung im Zustand I
ϵ^{II}	Dehnung im Zustand II
ϵ_{sm}	mittlere Stahldehnung
ϵ_{bm}	mittlere Betondehnung
κ_m	mittlere Krümmung
Spannungen	
σ_{ssz}	innere thermische Zwangspannung des Stahls
σ_{bsz}	innere thermische Zwangspannung des Betons
$\bar{\sigma}_{bR}$	thermische Zwangspannung des Betons an der Rißwurzel im Zustand II
$\bar{\sigma}_{bo}$	thermische Zwangspannung des Betons am Außenrand 1 im Zustand II
$\bar{\sigma}_{s2}$	thermische Zwangspannung des gezogenen Stahls im Zustand II

σ^I	Spannung im Zustand I
σ^{II}	Spannung im Zustand II
σ_{sm}	mittlere Stahlspannung
σ_{bm}	mittlere Betonspannung

Rißbildung

s_{Rm}	mittlerer Rißabstand
s_{Rme}	mittlerer Rißabstand bei abgeschlossenem Rißbild
h_R	Rißtiefe
$w_k = w_{95\%}$	kritische Rißbreite, 95 %-Fraktile
w_m	mittlere Rißbreite
l_1	Eintragungslänge

Steifigkeit

K_B	Biegesteifigkeit
K_{B0}^I	Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand I
k_B	$k_B = K_B / K_{B0}^I$ bezogene Biegesteifigkeit
K_D	Dehnsteifigkeit
K_{D0}^I	Dehnsteifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand I
k_D	$k_D = K_D / K_{D0}^I$ bezogene Dehnsteifigkeit

Verbund

l_v	Verbundlänge
τ_v	Verbundspannung
τ_{vu}	Verbundfestigkeit
v	Stabendverschiebung bzw. Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl
A, B	Koeffizienten des Verbundgesetzes
v_u	Stabendverschiebung bei τ_{vu}

1. ZIELSETZUNG

Der alternative Energieträger Erdgas wird für die Bundesrepublik Deutschland in Zukunft zunehmende Bedeutung gewinnen. Um Erdgas wirtschaftlich transportieren und lagern zu können, wird es nach erprobter Technologie verflüssigt. Verflüssigtes Erdgas (LNG) besitzt allerdings unter atmosphärischem Druck die sehr tiefe Temperatur von rd. $-165\text{ }^{\circ}\text{C}$. Für den Bau von Flüssiggasbehältern wird sich die Spannbetonbauweise durchsetzen, da sie in Stör- und Katastrophenfällen über eine hohe Reißfähigkeit und über ein überlegenes Sicherheitspotential verfügt. Die Ausführung von Lagerbehältern für das sehr kalte LNG stellt die Bauindustrie jedoch vor schwierige materialtechnische und konstruktive Probleme.

In den letzten Jahren beschränkten sich die Tieftemperaturuntersuchungen auf die Einzelbaustoffe Baustahl, Normalbeton, Bewehrungsstahl, Spannstahl sowie auf Bauteile aus bewehrtem Normalbeton. Die Tieftemperatureigenschaften von Konstruktionsleichtbeton sind dagegen noch wenig erforscht. Die folgenden Erläuterungen zeigen, daß sich gerade Konstruktionsleichtbeton für den Bau von Flüssiggasbehältern besonders gut eignet und auch eine wirtschaftliche Lösung darstellt:

1. Konstruktionsleichtbeton hat eine geringere Rohdichte als Normalbeton.
Durch die Anwendung von Konstruktionsleichtbeton sind Gewichtseinsparungen möglich, die sich besonders vorteilhaft auf die Konstruktion von Sicherheitsbehältern in Flüssiggastankern auswirken.
2. Aufgrund der niedrigeren Werte von Wärmeleitfähigkeit und Wärmedehnzahl gegenüber Normalbeton laufen im Leichtbeton die Temperaturreaktionen aus örtlich extremer Temperaturbeanspruchung (z.B. Feuer, Tieftemperaturschock) langsamer ab. Dabei stellen sich geringere Temperaturdehnungen ein, was wiederum zu geringeren Zwängungsspannungen aus den Lastfällen infolge von Temperatur zur Folge hat. Der Konstruktionsleichtbeton stellt damit eine thermisch trägere Masse gegenüber den erwähnten Störfällen dar.
3. Der im Vergleich zu Normalbeton niedrigere Elastizitätsmodul führt zu geringeren Zwängungsspannungen.

Am Fuß der Wand des zylindrischen Innentanks herrscht im Regelbetrieb eine überwiegende Biegebeanspruchung infolge LNG-Flüssigkeitsdruck vor. Dies gilt auch für den Außentank im Störfall der vollständigen Ringspaltfüllung mit LNG (globales Leck). In den beiden hypothetischen Katastrophenfällen "globales Leck" oder "Aufreißen" des Innentanks kommt es zu einer einseitigen schockartigen Abkühlung der Außenwand. Der hieraus resultierende Temperaturgradient bewirkt in der Außenwand in einem gewissen Abstand von der Fußeinspannung Biegezwang.

In der vorliegenden Forschungsarbeit wird über Biegeversuche an Versuchskörpern berichtet. Auf Basis der Ergebnisse wird ein Berechnungsmodell für die Anwendung von Stahlleicht- und Spannbeton bei tiefen Temperaturen entwickelt. Zur Entwicklung des Berechnungsmodells sind eingehende Kenntnisse über die Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Einzelbaustoffe Konstruktionsleichtbeton und Bewehrungsstahl sowie über das Zusammenwirken beider Baustoffe (Verbund) bei TT erforderlich. Aufbauend auf Versuchsergebnissen werden in vorangehenden Abschnitten TT-Materialgesetze für die verwendeten Baustoffe und ein TT-Verbundgesetz vorgestellt.

Im folgenden werden jene Fragen sowie deren Bedeutung zusammengestellt, ohne deren Beantwortung der Konstrukteur nicht in der Lage ist, LNG-Behälter-Bauteile sowohl flüssigkeits- und gasdicht als auch wirtschaftlich bemessen zu können:

- Sowohl der Innen- als auch der Außenbehälter werden bislang ohne Berücksichtigung der höheren Festigkeiten von Baustoffen und der Selbstvorspannung von Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauteilen infolge tiefer Temperaturen bemessen. Beim Innenbehälter ist dies berechtigt, da vor der Inbetriebnahme der Innenbehälter zur Dichtigkeitsprüfung bei Normaltemperaturen mit Wasser gefüllt wird. Dagegen kann beim Außenbehälter eine solche Bemessung zu einer zu geringen Auslegung der Oberflächenbewehrung führen, bedenkt man, daß sich im Störfall bei der Ausbildung des Tieftemperaturgradienten am sich verfestigenden Wandbauteil höhere Zwangsschnittgrößen einstellen können. Klaffende Risse können damit die Dichtigkeit wesentlich beeinträchtigen.

Es ist demnach ein Berechnungsmodell aufzustellen, mit dem das Tragverhalten sowie die Steifigkeit des Verbundquerschnitts Stahlleicht- bzw. Spannbeton unter Berücksichtigung der Baustoffverfestigung infolge tiefer Temperaturen und der Selbstvorspannung beschrieben werden kann.

- Eine wesentliche Aufgabe bei der Bemessung von Behälterbauteilen besteht in der Ermittlung der Druckzonenhöhe. Diese stellt ein Kriterium für die Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit von Außenbehältern dar.
- Zur Vermeidung von Schäden am Liner, dessen Befestigung und an Einbauteilen müssen die Verformungen unter Ansatz der wirklichkeitsnahen Biege- und Dehnsteifigkeiten sicher abgeschätzt werden. Hierzu sind Momenten-Krümmungs- und Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen zu formulieren.
- Eine der Hauptanforderungen, die an LNG-Behälter gestellt werden, ist deren Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit während und nach Störfällen. Wenige klaffende Risse mit großen Rißabständen können die Dichtigkeit nachteilig beeinflussen.

Es ist das Ziel dieses Vorhabens, unter Berücksichtigung der Parameter Prüftemperatur und Bewehrungsgrad die Verformung, Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme der Biegesteifigkeit von Stahlleichtbeton-Bauteilen bei tiefen Temperaturen zu studieren.

Zur Erhellung dieser bautechnisch wichtigen Fragen wird die vorliegende Forschungsarbeit in die folgenden vier Abschnitte unterteilt:

- Tieftemperatureigenschaften von Konstruktionsleichtbeton
- Tieftemperatureigenschaften von Bewehrungsstahl
- Verbundeigenschaften der verwendeten Baustoffe bei TT
- Beanspruchung und Verformung von Stahlleichtbetonstäben unter Biegung bei TT

Entgegen der Antragstellung zu dem vorliegenden Forschungsvorhaben wurde auf die Untersuchung von Stahlleichtbetonstäben unter zentrischem Zug bei TT verzichtet. Statt dessen wird das Versuchsprogramm dieses Vorhabens um die Prüfung zweier biegebeanspruchter Stahlleichtbetonstäbe unter Einbezug eines zusätzlichen Bewehrungsgrades erweitert (siehe Abschnitt Versuchsprogramm). Dies scheint sinnvoll, zumal der Einfluß des Bewehrungsgrades auf die Rißbildung bekanntermaßen bei RT von wesentlicher Bedeutung ist. Die Übertragung auf TT-Beanspruchung ist allerdings noch nicht ausreichend abgesichert.

Auf die Untersuchung von zentrisch gezogenen Stahlleichtbetonstäben bei TT wird gesondert im folgenden Bericht (Erlaß vom 03.07.1985 - GZ: 2091 - BV4e - 19/85) eingegangen. Die Ausarbeitung dieses Berichts ist zur Zeit in Arbeit.

2. MATERIALKENNWERTE VON KONSTRUKTIONSLICHTBETON (LB) BEI TIEFEN TEMPERATUREN

2.1 Einleitung

Die Veränderung der Materialeigenschaften für den Einzelbaustoff Normalbeton bei TT ist, wie oben bereits geschildert, in zahlreichen Arbeiten dargestellt /1, 22, 26, 28, 40/. Eine entsprechende gültige Beschreibung der mechanischen TT-Eigenschaften ist für den Werkstoff Konstruktionsleichtbeton bislang noch nicht gelungen.

In /6, 7/ wird über Tieftemperaturversuche zur Bestimmung der Materialeigenschaften von LB bei TT berichtet. In diese Untersuchungen gehen die Parameter Zementleimenge, Leichtzuschlagfeuchte und Lagerung ein. Aufbauend auf den hier gewonnenen Versuchsergebnissen werden TT-Materialgesetze entwickelt.

Der in der vorliegenden Forschungsarbeit zugrunde liegende Werkstoff LB wird für sämtliche Probekörper bzw. Versuchskörper einheitlich gewählt. Mittels der für diesen LB gewonnenen Versuchsergebnisse werden die zuvor genannten TT-Materialgesetze überprüft.

2.2 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Materialkennwerte bei TT

Der untersuchte Werkstoff ist ein Konstruktionsleichtbeton der Güte LB 45. Dieser würde beim Bau von LNG-Behältern Verwendung finden.

Es werden die folgenden mechanischen TT-Kennwerte für den LB ermittelt:

- thermische Dehnung (4 x) für den gesamten TT-Bereich von $\vartheta = + 20$ bis $- 170$ °C
- Zylinderdruckfestigkeit (je 3 x) für $\vartheta = + 20, - 20, - 40, - 60, - 80, - 100, - 135, - 170$ °C
- Spaltzugfestigkeit (je 3 x) für $\vartheta = + 20, - 20, - 40, - 60, - 80, - 100, - 135, - 170$ °C
- Spannungs-Dehnungs-Diagramm (je 2 x) für $\vartheta = + 20, - 40, - 80, - 100, - 135, - 170$ °C
- Elastizitätsmodul (je 2 x) für $\vartheta = + 20, - 40, - 80, - 100, - 135, - 170$ °C
- Bruchdehnung (je 2 x) für $\vartheta = + 20, - 40, - 80, - 100, - 135, - 170$ °C

Die Werte in den Klammern geben die Anzahl der Prüfungen je Prüftemperatur an.

2.3 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Materialkennwerte bei TT

Für alle Probekörper bzw. Versuchskörper wurde, wie schon beschrieben, einheitlich ein Konstruktionsleichtbeton der Güte LB 45 verwendet. Die Zusammensetzung sowie die wesentlichen mechanischen Eigenschaften bei RT sind der Tabelle 2.1 zu entnehmen.

Es wurden zylindrische Probekörper mit 8 cm Durchmesser gewählt, um ein möglichst homogenes Temperaturfeld innerhalb des Probekörpers zu gewährleisten. Die Probekörper wurden in Stahlschalungen $\emptyset/h = 8/30$ cm hergestellt. Nach dem Ausschalen lagerten die Probekörper 7 Tage unter feuchten Tüchern. Anschließend wurden sie durch Sägen und Schleifen in Abschnitte von $h = 16$ cm und 8 cm geteilt und in Folie versiegelt. Durch die Versiegelung in Folie wurde die Betonfeuchte bis zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung konstant gehalten. Mit dieser Lagerungsbedingung sollten die Feuchteverhältnisse in dicken Betonbauteilen bzw. unmittelbar hinter dem Stahlliner von LNG-Behälterwänden nachgebildet werden.

Das Temperaturdehnverhalten wurde ebenso wie die Druckfestigkeit an Probekörpern mit 8 cm Durchmesser und 16 cm Höhe bestimmt, die Spaltzugfestigkeit an Probekörpern mit 8 cm Durchmesser und 8 cm Höhe.

2.4 Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Materialkennwerte bei TT

Die Temperaturbeanspruchung wurde in einer Kältekammer aufgebracht, in der mit einstellbarer Abkühl- bzw. Erwärmungsgeschwindigkeit beliebige Temperaturen zwischen -196 °C und $+20$ °C erzeugt werden können. Das Kühlmedium war Flüssigstickstoff, der mit Hilfe eines Propellers im Kühlraum zerstäubt wurde. Um Beanspruchungen der Proben durch Eigenspannungen, die aus großen Temperaturdifferenzen zwischen Probenoberfläche und Probenmitte resultieren können, so weit wie möglich zu vermeiden, wurde die Abkühlgeschwindigkeit bei den Betonproben auf max. $0,5$ °C/min begrenzt. Die maximale Temperaturdifferenz zwischen Probenoberfläche und Probenmitte betrug ca. 12 °C (Proben: \emptyset 8 cm, $h = 16$ cm) (Bild 2.1). Die hieraus resultierenden Eigenspannungen sind gering und können daher nur einen untergeordneten Einfluß auf die Versuchsergebnisse ausüben. Nach Erreichen der vorgesehenen Kammertemperatur wurde diese so lange konstant gehalten, ca. 1,0 bis 2,0 Std., bis eine vollständige Temperaturhomogenisierung der Probekörper erreicht war.

Zur Kraftaufbringung bei den Druck- und Spaltzugversuchen wurden stählerne Druckstempel durch Öffnungen im Boden und in der Decke der Kühlkammer geführt. Zwischen die Druckstempel und die Stirnenden der Probekörper wurden bei den Druckversuchen zur Wärmedämmung 1 mm dicke Pappschichten gelegt. Bei den Spaltzugversuchen befanden sich zwischen Druckplatte und Mantelflächen des Probekörpers 10 mm breite und 5 mm dicke Filzstreifen.

Zur Aufnahme der Spannungs-Dehnungs-Linien war jeder Probekörper mit zwei tieftemperaturgeeigneten CuNi-Dehnmeßstreifen bestückt, die in halber Körperhöhe und über den Umfang im Winkel von 180° angeordnet waren. Die Temperaturkompensation wurde mit Hilfe eines weiteren Probekörpers erreicht, der mit zwei Dehnmeßstreifen (DMS) beklebt war und direkt neben dem zu prüfenden Körper in der Kammer stand. Die Steuerung der Druck- und Spaltzugversuche erfolgte durch die Vorgabe einer gleichmäßigen Kolbengeschwindigkeit des Prüfzylinders.

Der Beton-Elastizitäts-Modul für den Bereich tiefer Temperaturen wurde aus den Spannungs-Dehnungs-Linien ermittelt, wobei der E-Modul als Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und dem Meßpunkt für $1/3$ der Betondruckfestigkeit definiert wurde.

Das Temperaturdehnverhalten wurde in einem Quarzglasdilatometer gemessen; dabei tasteten ein geschlossener Quarzrahmen die Betonproben von unten und ein Quarzstab die Probe von oben an. Zwischen Quarzrahmen und -stab konnte außerhalb der Kältekammer bei Raumtemperatur die thermische Dehnung der Probe gemessen werden.

Weitere Angaben zur Prüftechnologie sind in /53/ enthalten.

2.5 Ergebnisse der LB-Versuche bei TT, Beschreibung der mechanischen Kennwerte von LB bei TT

2.5.1 Zylinderdruckfestigkeit von LB bei TT

Zur Untersuchung der mechanischen Kennwerte von LB bei RT liegen zur Zeit zahlreiche Ergebnisse vor, siehe z.B. /15, 24, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50/. Demgegenüber sind die Tieftemperatureigenschaften von LB z.Z. noch wenig erforscht /6, 7, 51, 52/. Im folgenden werden die Versuchsergebnisse zu den wesentlichen TT-Eigenschaften von LB vorgestellt. Zusätzlich werden die TT-

Eigenschaften analytisch beschrieben, so daß die TT-Kennwerte von LB - von RT-Ergebnissen ausgehend - sicher abgeschätzt werden können.

Das Bild 2.2 zeigt für den dieser Arbeit zugrunde liegenden LB die Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit von der Temperatur. Neben den Mittelwerten ist das Versuchswerteband aufgetragen. Im Bereich $\vartheta = + 20$ bis $- 100$ °C fällt ein nahezu linearer Anstieg der Zylinderdruckfestigkeit auf ca. 95 N/mm² auf. Bei weiterer Abkühlung findet keine nennenswerte Festigkeitssteigerung mehr statt. Die Streuung der Versuchsergebnisse ist im Temperaturbereich $- 100$ bis $- 170$ °C größer als im Bereich $+ 20$ bis $- 100$ °C. Die auf $+ 20$ °C bezogene Zylinderdruckfestigkeit des LB bei TT ist im Bild 2.4 dargestellt. Im Mittel wächst die Zylinderdruckfestigkeit bei TT auf ca. 175 % der bei RT gemessenen Festigkeitswerte.

Zur analytischen Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung bei TT wird, wie schon erwähnt, von den in /6, 7/ aufgeführten Versuchsergebnissen ausgegangen. Hier wurde festgestellt, daß die relative Druckfestigkeitssteigerung eines LB 45 bei TT weitgehend unabhängig von der Zementleimmenge, Leichtzuschlagfeuchte und der Lagerung ist.

Die Zylinderdruckfestigkeit von LB läßt sich für TT aus zwei Summanden berechnen: einem Festigkeitsanteil, ermittelt bei RT, plus einem temperaturabhängigen Festigkeitszuwachs.

$$\beta_{c\vartheta} = \beta_{c0} + \Delta \beta_{c\vartheta} \quad (2.1)$$

$$\beta_{c\vartheta} = \beta_{c0} + 45 \left[1 - \left(\frac{\Delta\vartheta + 190}{190} \right)^2 \right]$$

β_{c0} : Zylinderdruckfestigkeit von LB bei RT in N/mm²

ϑ : Temperatur in °C

$- 170$ °C $\leq \vartheta \leq + 20$ °C

$\Delta\vartheta = \vartheta - 20$ °C

Im Bild 2.2 wird das Berechnungsergebnis nach Gl. (2.1) mit dem Versuchsergebnis verglichen. Die Übereinstimmung zwischen Berechnungsergebnis und Versuchsergebnis ist gut.

2.5.2 Spaltzugfestigkeit von LB bei TT

Im Bild 2.3 ist die Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von LB von der Temperatur aufgetragen. Die Spaltzugfestigkeit steigt bei Abkühlung von $\vartheta = + 20$ auf $- 40$ °C nahezu linear auf ca. 5,5 N/mm² an. Bei weiterer Abkühlung unter $\vartheta = - 40$ °C findet kein nennenswerter Festigkeitsanstieg mehr statt. Die Versuchsergebnisse streuen im Bereich $\vartheta = - 80$ bis $- 170$ °C mehr als im Bereich $\vartheta = + 20$ bis $- 60$ °C. Die auf $+ 20$ °C bezogene Spaltzugfestigkeit wächst im Mittel bei TT auf ca. 140 % der bei RT gemessenen Werte (Bild 2.4).

2.5.3 Zusammenhang zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit von LB bei TT

Nach dem CEB-FIP-Model Code ist die Spaltzugfestigkeit mit der Betondruckfestigkeit über den folgenden Ansatz verknüpft:

$$\beta_{sz,\vartheta} = c_{\vartheta} \cdot \beta_{c,\vartheta}^{2/3} \quad (2.2)$$

Auf der Grundlage der in /6, 7/ erarbeiteten Versuchsergebnisse läßt sich unter Ansatz von Gl. (2.2) der folgende Zusammenhang zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit von LB bei TT angeben:

$$\beta_{sz,\vartheta} = 0,20 \beta_{c,\vartheta}^{2/3} \quad \text{untere Grenzkurve} \quad (2.3)$$

$$\beta_{sz,\vartheta} = 0,26 \beta_{c,\vartheta}^{2/3} \quad \text{mittlere Kurve} \quad (2.4)$$

$$\beta_{sz,\vartheta} = 0,32 \beta_{c,\vartheta}^{2/3} \quad \text{obere Grenzkurve} \quad (2.5)$$

Hierin ist $\beta_{c,\vartheta}$ der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit. Die obere und untere Grenzkurve nach Gl. (2.3) bzw. (2.5) schließen ca. 90 % aller Versuchsergebnisse in /6, 7/ ein. Im Bild 2.5 wird der rechnerische Zusammenhang nach Gl. (2.3) bis (2.5) mittels der Versuchsergebnisse überprüft, die aus den Tieftemperaturuntersuchungen an dem hier verwendeten LB gewonnen wurden. Der Zusammenhang zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit wird in guter Übereinstimmung durch die mittlere Kurve nach Gl. (2.4) beschrieben.

Mit Gl. (2.1) und (2.2) läßt sich die Spaltzugfestigkeit von LB in Abhängigkeit von TT berechnen. Der Vergleich zeigt eine befriedigende Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis (Bild 2.3).

2.5.4 Spannungs-Dehnungs-Linie, Elastizitätsmodul, Bruchdehnung von LB bei TT

Im Bild 2.6 sind für ausgewählte Tieftemperaturen Spannungs-Dehnungs-Linien für LB unter mittiger Druckbeanspruchung aufgetragen. Es wird deutlich, daß der E-Modul mit fallender Temperatur zunimmt. Das linear-elastische und spröde Verformungsverhalten ist bei tiefen Temperaturen mehr ausgeprägt als bei höheren. Die Spannungs-Dehnungs-Linien von LB lassen sich näherungsweise nach dem folgenden Ansatz analytisch beschreiben:

$$\frac{\sigma_c}{\beta_{c\vartheta}} = 1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c\vartheta}}\right)^n \quad (2.6)$$

$$n = 1 + 0,18 \frac{\vartheta + 170}{170} ; \vartheta \text{ in } ^\circ\text{C} ; 1,0 \leq n \leq 1,2$$

Der Exponent n charakterisiert den parabolischen Verlauf der σ - ϵ -Linien. Bei RT ergibt sich $n = 1,2$, der σ - ϵ -Verlauf ist parabolisch. Bei $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ nimmt n den Wert 1 an, die σ - ϵ -Linie ist eine Gerade. Das Bild 2.7 zeigt für einige ausgewählte Temperaturen die σ - ϵ -Linien aus Meßwerten sowie nach Gl. (2.6).

Die Entwicklung des E-Moduls mit abnehmender Temperatur ist im Bild 2.8 dargestellt. Im Temperaturbereich $\vartheta = +20$ bis -80°C wächst der E-Modul des LB nahezu linear von ca. 21000 auf 24000 N/mm² an. Bei weiterer Abkühlung ist eine stärkere Zunahme des E-Moduls zu verzeichnen. Ein tendentiell ähnliches Verhalten konnte auch bei den in /6, 7/ beschriebenen Versuchen beobachtet werden, unabhängig von den hier untersuchten Parametern Zementleimenge, Leichtzuschlagfeuchte und Lagerung. Der E-Modul wächst bei TT auf ca. 150 bis 180 % /6, 7/ der bei RT gemessenen Werte, bei dem hier untersuchten LB auf ca. 150 % (Bild 2.9).

Eine mathematische Formulierung der Tieftemperaturabhängigkeit des E-Moduls von LB kann nach dem Ansatz erfolgen:

$$E_{b\vartheta} = E_{b0} + \Delta E_{b\vartheta} \quad (2.7)$$

$$E_{b\vartheta} = E_{b0} + (13,3 \pm 3,7) \left(1 - \sqrt{\frac{\Delta\vartheta + 190}{190}} \right)$$

E_{b0} : Druckelastizitätsmodul bei RT in kN/mm²

$\Delta\vartheta = \vartheta - 20 \text{ °C}$; $- 170 \text{ °C} \leq \vartheta \leq + 20 \text{ °C}$

Der Korrekturbeiwert $\pm 3,7$ gibt eine obere und untere Grenzkurve an.

Im Bild 2.8 wird das Berechnungsergebnis den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Es ist die untere Grenzkurve nach Gl. (2.7) eingezeichnet. Die Übereinstimmung beider Ergebnisse ist befriedigend. Die Auswertung der im Abschnitt 5.2 beschriebenen Versuche erfolgt ebenfalls unter Ansatz der unteren Grenzkurve nach Gl. (2.7).

Im Bild 2.10 ist die gemessene Tieftemperaturabhängigkeit der Druckbruchdehnung des LB unter der Zylinderdruckfestigkeit dargestellt. Im Bereich $\vartheta = + 20$ bis $- 80 \text{ °C}$ wächst die Betonbruchdehnung von ca. $- 2,5 \text{ ‰}$ auf ca. $- 4,5 \text{ ‰}$. Bei $\vartheta = - 135$ bis $- 170 \text{ °C}$ erreicht die Betonbruchdehnung nahezu ihren RT-Wert. Die maximale auf den RT-Wert bezogene Steigerung der Betonbruchdehnung beträgt ca. 180 % (Bild 2.11).

Die in /6, 7/ beschriebenen Versuchsergebnisse der Betonbruchdehnung des LB lassen sich in der folgenden Form analytisch beschreiben:

$$\epsilon_{b\vartheta,U} = \epsilon_{b0,U} + \Delta \epsilon_{b\vartheta,U}$$

$$+ 20 \text{ °C} \geq \vartheta \geq - 60 \text{ °C}$$

$$\epsilon_{b\vartheta,U} = \epsilon_{bU,0} - 1,5 \left[1 - \left(\frac{\Delta\vartheta + 80}{80} \right) \right] \quad (2.8)$$

$$- 60 \text{ }^{\circ}\text{C} \geq \vartheta \geq - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\epsilon_{b\vartheta,U} = \epsilon_{bU,0} + \left[0,2 - 1,7 \left(\frac{\Delta\vartheta + 190}{110} \right)^2 \right] \quad (2.9)$$

hierin ist:

$\epsilon_{bU,0}$: Druckbruchdehnung in ‰ bei RT

$$\Delta\vartheta = \vartheta - 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

ϑ : Temperatur in °C

Die Auswertung der Gln. (2.8) und (2.9) ist in Bild 2.10 dargestellt. Die Abweichungen von den Versuchswerten sind zum Teil beträchtlich. Dies ist auf die naturgemäß großen Streuungen der Meßwerte sowie auf die beschränkte Anzahl von TT-Versuchen zurückzuführen. Trotzdem gelingt mit den Gl. (2.8) und (2.9) eine erste Abschätzung der Bruchdehnungen von LB bei TT.

2.5.5 Thermisches Dehnverhalten von LB bei TT

Im Bild 2.12 ist der Verlauf der thermischen Dehnung des hier verwendeten LB während eines Temperaturzyklus dargestellt. Nach einer anfänglichen Kontraktion im Bereich $\vartheta = + 20$ bis $- 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ stellt sich im LB eine positive Dehnung im Bereich $\vartheta = - 20$ bis $- 60 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ein. Bei weiterer Abkühlung bis auf $\vartheta = - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$ kommt es dann zu einer nahezu linearen Kontraktion. Die maximale thermische Dehnung beträgt bei $\vartheta = - 60 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ca. $+ 0,4 \text{ }_{\infty}$, die thermische Dehnung bei $\vartheta = - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ca. $- 0,5 \text{ }_{\infty}$. Der gesamte Temperaturbereich wird bei Erwärmung rücklaufend durchfahren, wobei die maximale Dehnung, die sich beim Abkühlvorgang nach der Expansion eingestellt hat, noch übertroffen wird.

Das thermische Dehnverhalten eines LB ist dem eines versiegelten bzw. wasser-satten Normalbeton sehr ähnlich. Beim Normalbeton ist die Expansion u.a. auf die Volumenvergrößerung des Porenwassers in der Zementsteinmatrix beim Gefrieren zurückzuführen /53/. Beim LB gefriert zusätzlich das Porenwasser in den Leichtzuschlägen. Die Frage, wie weit sich evtl. in den Leichtzuschlägen einstellende Expansionen an der Gesamtexpansion der Leichtbetonprobe beteiligen, muß noch durch Tieftemperaturversuche am Einzelbaustoff "Leichtzuschlagkorn" geklärt werden.

Die Versuche in /6, 7/ haben ergeben, daß Lagerungsart und Leichtzuschlagfeuchte bzw. damit die mittlere Betonfeuchte

$$u_m = \frac{G(t) - G_{tr}}{G_{tr}} \cdot 100 \quad [M. - \%] \quad (2.10)$$

in wesentlichem Maße das thermische Dehnverhalten des LB beeinflussen. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Expansionsvorgänge im LB beim Gefrieren um so mehr ausgeprägt sind, je höher die mittlere Betonfeuchte des LB ist.

Eine befriedigende analytische Beschreibung des thermischen Dehnverhaltens von LB gelingt z. Z. noch nicht. Da das thermische Dehnverhalten des LB von großer Bedeutung für die thermische Zwangbeanspruchung von Stahlleichtbetonstäben ist (s. Abschnitt 5.9), wird bei der Auswertung der Biegeversuche nach Abschnitt 5 von dem Versuchsergebnis gemäß Bild 2.12 ausgegangen.

2.6 Zusammenfassung

Zur Auswertung der in diesem Bericht behandelten TT-Versuche an Stahlleichtbetonstäben bzw. zur Bemessung von LNG-LB-Bauteilen sind Materialgesetze erforderlich, die das Festigkeits- und Verformungsverhalten sowie das thermische Dehnverhalten von LB im Tieftemperaturbereich zutreffend beschreiben. Diese Materialgesetze wurden auf Versuchsergebnissen aufbauend entwickelt, die in /6, 7/ näher beschrieben sind. Die Festigkeit bzw. Verformung von LB bei TT setzt sich dabei aus einem Festigkeits- bzw. Verformungsanteil, ermittelt bei RT, sowie einem temperaturabhängigen Festigkeits- bzw. Verformungszuwachs

zusammen. Bei der Betrachtung der Materialgesetze fällt auf, daß dieser Festigkeits- bzw. Verformungszuwachs von LB allein temperaturabhängig angegeben wird. Dies ist darauf zurückzuführen, daß in den Versuchsergebnissen gemäß /6, 7/ ein eindeutiger Einfluß anderer Parameter - auch der mittleren Betonfeuchte - auf den Festigkeits- bzw. Verformungszuwachs von LB bei TT nicht beobachtet werden konnte. Entsprechende TT-Versuche an Normalbeton (NB) ergeben dagegen einen eindeutigen Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf die mechanischen Kennwerte Zylinderdruckfestigkeit, Druckbruchdehnung, E-Modul und Spaltzugfestigkeit. Darüber hinaus ist festzustellen, daß die auf + 20 °C bezogenen TT-Festigkeitswerte des NB größer sind als die des LB /1/. Die Ursache für diese Erscheinungen läßt sich wie folgt darstellen: Die Kräfteverteilung zwischen Zuschlagkorn und Mörtelgerüst wird entscheidend von dem Verhältnis der E-Moduli von Zuschlag und Mörtel beeinflusst. Im Vergleich zum Elastizitätsmodul der Mörtelmatrix stellen die Schwerzuschläge im NB steife Einschlüsse dar. Die Leichtzuschlagkörner bilden demgegenüber in vielen Fällen für den Mörtel weiche Einschlüsse. Dies gilt auch bei TT; die Festigkeit von LB läßt sich auch bei TT nur bis zu einem von der Korneigenfestigkeit der Zuschläge abhängigen Wert, der sog. Grenzfestigkeit, steigern /24/.

Zur Zeit werden am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig umfangreiche Untersuchungen zur Bestimmung der Porenradial- und Feuchteverteilung im Leichtzuschlagkorn sowie zur Bestimmung des thermischen Dehnverhaltens und der Steifigkeit von Leichtzuschlägen bei TT durchgeführt. Diese Untersuchungen sollen weitere Aufschlüsse zum Trag- und Verformungsverhalten von LB bei TT liefern.

3. MATERIALKENNWERTE VON BEWEHRUNGSSTAHL BEI TT

3.1 Einleitung

- Zum mechanischen Verhalten der Bewehrungsstähle für den Bereich tiefer Temperaturen liegt eine Vielzahl von Forschungsarbeiten vor, siehe z.B. /54/. Im vorliegenden Abschnitt wird ausschließlich der Bewehrungsstahl behandelt, der in den Untersuchungen dieser Forschungsarbeit verwendet wurde. Zunächst wird über den verwendeten Baustoff sowie über die Prüfung des Bewehrungsstahls bei TT berichtet. Anschließend werden, aufbauend auf Versuchsergebnissen, die wesentlichen Materialgesetze für den Bewehrungsstahl bei TT entwickelt, die zur Auswertung von biegebeanspruchten Stahlleichtbetonstäben erforderlich sind.

3.2 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Materialkennwerte von Bewehrungsstahl bei TT

Für die Untersuchungen wurde ein handelsüblicher Betonstahl BSt 420/500 RU mit einem Nenndurchmesser von 16 mm herangezogen. Die geometrische Ausbildung der Stäbe und die mechanischen Eigenschaften der Stähle entsprachen den Anforderungen der DIN 488. Für die Verwendung eines handelsüblichen Massenhstahles sprachen zwei Gründe. Zum einen können bei Verwendung üblicher Betonstähle Tieftemperatur-Versuchsergebnisse zum Verbundverhalten und zur Rißentwicklung in Stahlbetonbauteilen direkt mit bereits bekannten Versuchen bei RT verglichen werden, zum anderen sollten die Versuche Tendenzen aufzeigen, wie weit normaler Betonstahl tieftemperaturgeeignet ist.

Die Probekörper zur Bestimmung des thermischen Dehnverhaltens wiesen eine Länge von 160 mm auf, die Probekörper zur Bestimmung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften eine Länge von 900 mm. Die Probekörper waren nicht bearbeitet, sie behielten ihre naturgemäße Oberflächenprofilierung. Weitere Eigenschaften des verwendeten Bewehrungsstahls sind der Tabelle 3.1 zu entnehmen.

3.3 Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Materialkennwerte von Bewehrungsstahl bei TT

Das Temperaturdehnverhalten am Stahl wurde mit dem gleichen Meßverfahren wie für den Beton gemessen. Dazu wurden 160 mm lange unbearbeitete Betonstäbe mit Durchmesser 16 mm in einem Quarzglasdilatometer in einer Kältekammer kontinuierlich abgekühlt. Die Abkühlgeschwindigkeit betrug maximal 2 °C/min. Das Quarzglasdilatometer erlaubte es, die thermische Dehnung der Betonstahlprobe außerhalb der Kältekammer bei RT mit Hilfe eines induktiven Wegaufnehmers zu messen.

Die Messung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften erfolgte in einer speziell für Untersuchungen an Spann- und Bewehrungsstählen entwickelten Kältekammer, die in einer Universalprüfmaschine eingebaut war, vgl. /55/. Die Proben wurden darin über Keile und Hülsen verankert. Die freie Prüflänge betrug ca. 700 mm. Die Temperaturabsenkung erfolgte durch dosierte Zufuhr von Flüssigstickstoff, der mit Hilfe eines Propellers im Kühlraum zerstäubt wurde. Durch eine Dreiteilung der Kühlkammer in den Bereich der Prüflänge und den der Verankerungen konnte durch die unabhängige Temperaturregelung jedes der drei Bereiche eine gleichmäßige Temperaturabsenkung und Temperaturkonstanthaltung während der Versuchsdurchführung gewährleistet werden. Die Abkühlgeschwindigkeit betrug maximal 4 °C/min, der Zugversuch wurde erst durchgeführt, wenn die vorgesehene Prüftemperatur über die gesamte Probekörperlänge erreicht war.

Die Aufzeichnung des σ - ϵ -Diagramms erfolgte vollautomatisch mittels induktiver Wegaufnehmer, elektronischer Meßverstärker und eines x-y-Schreibers. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug i.M. 20 kN/min. Damit die Meßsysteme zur Aufnahme des σ - ϵ -Diagramms beim Bruch der Probe nicht zerstört wurden, wurden diese Versuche in der Regel nach deutlichem Überfahren der Streckgrenze abgebrochen. Bei Bestimmung der Zugfestigkeit wurden die Proben nicht instrumentiert, es wurde dafür ein Maschinendiagramm aufgenommen.

3.4 Versuchsergebnisse, Beschreibung der mechanischen Kennwerte von Bewehrungsstahl für den TT-Bereich

3.4.1 Spannungs-Dehnungs-Linie, Elastizitätsmodul und Streckgrenze von Bewehrungsstahl bei TT

Im Bild 3.1 sind die gemessenen Spannungs-Dehnungs-Linien des untersuchten Bewehrungsstahls BSt 420/500 RU, Ø 16 mm für die Temperaturen $\vartheta = + 20, - 100$ und $- 170$ °C aufgetragen. Wie aus Tabelle 3.1 und Bild 3.1 hervorgeht, steigt bei einer Abkühlung des Bewehrungsstahls von $+ 20$ °C auf $- 170$ °C die Streckgrenze bzw. 0,2 %-Dehngrenze um 65 %, die Zugfestigkeit nur um 34 % an. Die Festigkeitszunahme ist mit einer Abnahme der Zähigkeit verbunden: Bruchdehnungen und Gleichmaßdehnungen nehmen deutlich ab. Die Proben brachen jedoch nicht spröde, sondern zeigten die typischen Anzeichen eines zähen Bruches (plastische Verformungen). Der Elastizitätsmodul nimmt mit abnehmender Temperatur geringfügig zu, wobei sich der linear-elastische Bereich zu höheren Spannungen verschiebt. Der Bruch der Proben erfolgte immer auf der freien Prüflänge.

Aus den σ - ε -Linien für den Tieftemperaturbereich, vgl. Bild 3.1, kann entnommen werden, daß der für RT übliche bilineare Ansatz auch für tiefe Temperaturen übernommen werden kann. Die Zunahme des Elastizitätsmoduls erfolgt in etwa temperaturlinear und beträgt bei $- 170$ °C etwa 10 %. Demnach kann die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls wie folgt formuliert werden:

$$E_{s\vartheta} = E_{s0} + \Delta E_{s\vartheta} \quad (3.1)$$

$$E_{s\vartheta} = E_{s0} + \frac{E_{s0}}{10} \left(1 - \frac{\Delta\vartheta + 190}{190} \right) \quad (3.2)$$

Hierin sind:

E_{s0} : Elastizitätsmodul bei RT

$\Delta\vartheta = \vartheta - 20$ °C

Die Auswertung der Gleichung (3.2) mit den mittleren Versuchsergebnissen ist in Bild 3.2 dargestellt.

Die Zunahme der Streckgrenze β_S eines Bewehrungsstahles BSt 420/500 RU infolge tiefer Temperaturen kann ähnlich wie die Zunahme der Betonfestigkeit beschrieben werden durch die Streckgrenze bei RT und einen temperaturabhängigen Anteil:

$$\beta_{s\vartheta} = \beta_{s0} + \Delta\beta_{s\vartheta} \quad (3.3)$$

$$\beta_{s\vartheta} = \beta_{s0} + \Delta\beta_s \left(1 - \sqrt{\frac{\Delta\vartheta + 190}{190}}\right) \quad (3.4)$$

Hierin sind:

β_{s0} : Streckgrenze bei RT

$\Delta\vartheta = \vartheta - 20 \text{ }^\circ\text{C}$

Entsprechend /22/ soll der absolute Zuwachs $\Delta\beta_S$ mit nicht mehr als 300 bis 500 N/mm² berücksichtigt werden. Im Gegensatz zu den Formulierungen in /22/ wird hier über den temperaturabhängigen Zuwachs nicht mehr linear, sondern quadratisch verfügt. Damit wird der progressiveren Zunahme der Streckgrenze gegenüber der Zugfestigkeit im Bereich sehr tiefer Temperaturen Rechnung getragen. Die Auswertung der Gleichung (3.4) mit der Gegenüberstellung der mittleren Versuchsergebnisse erfolgt in Bild 3.3. Für einen absoluten Zuwachs von $\Delta\beta_S = 300 \text{ N/mm}^2$ liegt hier eine gute Übereinstimmung von Rechnung und Versuchsergebnissen vor.

3.4.2 Thermisches Dehnverhalten von Bewehrungsstahl bei TT

Wie Bild 3.4 zeigt, weisen die hier untersuchten Bewehrungsstäbe eine kontinuierliche Abnahme des Temperatureausdehnungskoeffizienten mit fallender Temperatur auf. Entsprechend den Versuchsergebnissen läßt sich die Temperaturdehnzahl für den Temperaturbereich von 0 °C bis - 170 °C wie folgt formulieren:

$$\alpha_s = \left(\frac{\vartheta [^\circ\text{K}]}{3,181 \cdot 10^{-6}} \right)^{1/7,59} \quad [10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}] \quad (3.5)$$

In Bild 3.4 und 3.5 sind die Auswertung der Gleichung (3.5) sowie die ermittelten Versuchsergebnisse dargestellt. Mittlere Versuchsergebnisse und Berechnung zeigen eine gute Übereinstimmung.

3.4.3 Zusammenfassung

Im vorliegenden Abschnitt wurde die Veränderung wesentlicher Materialkennwerte des verwendeten Bewehrungsstahls infolge tiefer Temperaturen durch mathematische Formulierungen beschrieben. Damit wird ermöglicht, anhand der Ergebnisse von Normprüfungen bei RT das Materialverhalten von Bewehrungsstahl bei TT zutreffend zu beschreiben.

Ob der hier geprüfte Bewehrungsstahl bis zu Temperaturen von -170 °C uneingeschränkt tieftemperaturgeeignet ist, kann anhand der Versuchsergebnisse nicht beschrieben werden. Zum einen weisen die Proben auch bei Temperaturen von -170 °C noch plastische Verformungsanteile auf, zum anderen nehmen aber die Bruchdehnungen im Bereich tiefer Temperaturen deutlich ab, und auch das progressive Annähern der tieftemperaturabhängigen Streckgrenze und Zugfestigkeit deuten eine zunehmende Versprödung an. Hier wären noch weitere Untersuchungen erforderlich.

4. VERBUNDVERHALTEN VON KONSTRUKTIONSLICHTBETON BEI TIEFEN TEMPERATUREN

4.1 Einleitung

Die Wirkungsweise der Verbundwerkstoffe Spannbeton und Stahlbeton beruht auf der Voraussetzung des zuverlässigen Verbundes zwischen Bewehrungs- bzw. Spannstahl und dem diesen umgebenden Konstruktionsleichtbeton bzw. Einpreßmörtel. Zur Zeit liegen zahlreiche Forschungsarbeiten vor, die sich ausschließlich mit dem Zusammenwirken von Normalbeton und Bewehrung bei TT befassen [2, 9, 29, 40, 60]. Entsprechende Untersuchungen zum Verbundverhalten von LB bei TT sind den Verfassern nicht bekannt.

In Abschnitt 5.10.10 werden die Versuchsergebnisse zur Rißbildung von biegebeanspruchten Stahlbetonstäben bei TT erläutert. Zur Deutung der Rißbildung bzw. zur Aufstellung von Rißgesetzen ist es erforderlich, zuvor das Verbundverhalten von LB bei TT zu studieren.

Die Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl wird durch folgende drei Anteile charakterisiert: Haftverbund, Scherverbund und Reibungsverbund /57/. Der Haftverbund ist der bei sehr kleinen Relativverformungen geleistete Verbundanteil. Bei bis zur Verbundfestigkeit τ_{vu} wachsender Beanspruchung übernimmt der Scherverbund die Krafteinleitung vom Stahl in den Beton. Nach weiterer Laststeigerung über die Verbundfestigkeit hinaus besteht der Verbundwiderstand nur noch aus Reibungskräften.

In /57/ wurden diese Zusammenhänge eingehend erforscht. Liegt die Beziehung zwischen der Verbundspannung τ_v und der Relativverschiebung v zwischen Stahl und Beton vor (Grundgesetz des Verbundes), so lassen sich die Verteilung von Verbund- und Stahlspannungen durch Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes ermitteln. In der Regel wird das o.g. Grundgesetz des Verbundes in der Form einer Potenzfunktion beschrieben /18, 57, 61/.

Im vorliegenden Abschnitt wird zunächst anhand von Ausziehversuchen das Verbundverhalten von LB bei TT untersucht. Es werden Zusammenhänge zwischen dem Verbundverhalten und wesentlichen mechanischen Kennwerten von LB bei TT überprüft sowie ein TT-Verbund-Grundgesetz für LB aufgestellt, mit dem das im Abschnitt 5.11.7 beschriebene Reißgesetz von biegebeanspruchten Stahlleichtbetonstäben entwickelt wird.

4.2 Versuchsprogramm zur Ermittlung der Verbundspannungen von LB bei TT

Aus der Vielzahl der Parameter, die das Verbundverhalten beeinflussen, konnte nur eine geringe Auswahl getroffen werden. Es schien im Rahmen dieser Forschungsarbeit wesentlich, zunächst den Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten von LB zu klären. Darüber hinaus soll der Einfluß der Verbundlänge auf die mittleren Verbundspannungen bei TT untersucht werden. Betongüte (siehe Tab. 2.1), Bewehrungsstahl (siehe Tab. 3.1), Lage des Stahls im Probekörper und Verhältnis der Ziehrichtung im Ausziehversuch zur Betonierichtung wurden einheitlich gewählt. Im folgenden werden die gewählten Versuchsparameter sowie wesentliche das Verbundverhalten charakterisierende Merkmale zusammengestellt:

- Prüftemperatur: $\vartheta = + 20, - 20, - 40, - 60, - 80, - 100, - 135, - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ($l_v = 3 d_s$)
- Verbundlänge: $l_v = 3 d_s, 4 d_s, 5 d_s$ ($l_v = 4 d_s, 5 d_s$ nur bei $= + 20, - 80, - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$)
- LB-Güte: LB 45
- Lagerung: versiegelt in Folie
- Bewehrungsstahlgüte: BSt 420/500 RU, $\emptyset 16$
- bezogene Rippenfläche: $f_R = 0,072$
- Lage des Bewehrungsstahls im Probekörper: mittig
- Ziehrichtung im Ausziehversuch: Ziehrichtung in Betonierichtung

Je Prüftemperatur wurden in der Regel drei Versuche (bei $l_v = 3 d_s$) bzw. zwei Versuche (bei $l_v = 4 d_s, 5 d_s$) durchgeführt.

4.3 Baustoffe und Probekörper zur Ermittlung der Verbundspannungen von LB bei TT

Über die verwendeten Baustoffe wurde schon im Abschnitt 4.2 berichtet.

Als Probekörper wurden zylindrische Betonkörper mit $\emptyset = 172 \text{ mm}$ und $h = 192 \text{ mm}$ gewählt. Die Ausbildung der Probekörper entspricht den Empfehlungen von RILEM/CEB/FIP, vgl. /62/. Danach beträgt der Durchmesser des Probekörpers etwa das Zehnfache des Durchmessers des Bewehrungsstahls und die verbundfreie Vorlänge $5 d_s$. Die Verbundlänge sollte gemäß /62/ ebenfalls $l_v = 5 d_s$ betragen. In Vorversuchen an Ausziehkörpern mit einer Verbundlänge $l_v = 4 d_s$ bzw. $5 d_s$ konnte festgestellt werden, daß die Verbundfestigkeit von LB bei TT zum Teil in dem Maß gesteigert wird, daß die Stahlfestigkeit überschritten wird. Mehrere TT-Vorversuche mit $l_v = 4 d_s$ bzw. $5 d_s$ mußten vorzeitig abgebrochen werden, um nicht durch einen plötzlichen Bruch des Stahls das Meßgestänge zu zerstören. Aus diesem Grunde wurde bei der Mehrzahl der Probekörper die Verbundlänge auf $3 d_s$ festgelegt. Die verbundfreie Länge am oberen lastfreien Stabende betrug ca. $4 d_s$. Damit hatten die Probekörper die im Bild 4.1 angegebenen Abmessungen.

Die zylindrischen Ausziehkörper wurden in einer Stahlschalung stehend hergestellt, die es erlaubte, die Verbundlänge beliebig einzustellen (Zieh- = Betonierichtung). Nach dem Betonieren lagerten die Probekörper 7 Tage unter feuchten Tüchern in der Schalung. Anschließend wurden sie ausgebaut und entsprechend

den vorgesehenen Bedingungen ca. 160 Tage bis zur Versuchsdurchführung bei + 20 °C versiegelt in Folie gelagert. Damit wurde der Feuchtehaushalt der Proben während der Lagerungsdauer nicht verändert.

Mittels eines gesondert hergestellten Probekörpers wurde die Abkühlgeschwindigkeit festgestellt. In den Probekörpern können bei einer Abkühlung dann erhebliche Eigenspannungen entstehen, wenn infolge einer zu großen Abkühlgeschwindigkeit zwischen Probenoberfläche und -zentrum große Temperaturdifferenzen auftreten. Zur Minimierung dieser Temperaturdifferenz war es daher erforderlich, eine zulässige Abkühlgeschwindigkeit festzulegen. Dazu wurde an einem Ausziehprobekörper das sich bei Abkühlung zeitlich verändernde Temperaturfeld an 18 Meßstellen kontinuierlich aufgezeichnet.

Die Vorversuche am Temperaturprobekörper ergaben, daß bei einer Abkühlgeschwindigkeit von $\dot{\vartheta} = 0,1 \text{ °K/min}$ im Temperaturbereich $\vartheta = + 20$ bis $- 80 \text{ °C}$ und von $\dot{\vartheta} = 0,2 \text{ °K/min}$ im Temperaturbereich $\vartheta = - 80$ bis $- 170 \text{ °C}$ die maximale Temperaturdifferenz zwischen Probenoberfläche und -kern ca. 15 °K beträgt. Nach überschläglichen Berechnungen sind die Eigenspannungen infolge dieses Temperaturgradienten gering. In den Bildern 4.2 und 4.3 sind für ausgewählte Temperaturstufen die Temperaturfelder aufgetragen.

4.4 Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Verbundspannungen von LB bei TT

Zur Durchführung der Versuche wurde ein gesonderter Versuchsstand konzipiert, damit die Probekörper im Versuchsstand geregelt auf die vorgesehene Temperatur abgekühlt und die Ausziehversuche bei ausgeglichenem Temperaturfeld wegge-regelt gesteuert werden konnten. Der Versuchsstand ist in Bild 4.4 dargestellt. Er umfaßt: Prüfraumen, Hohlkolbenzylinder, Kraftmeßdose mit Kugelkalotte und eine Kältekammer.

Die Prüftemperatur konnte in der Kältekammer beliebig zwischen + 20 °C und - 190 °C erzeugt werden, wobei die Abkühl- und Erwärmungsgeschwindigkeiten frei wählbar waren. Das Kühlmedium war Flüssigstickstoff, der mit Hilfe eines Propellers im Kühlraum zerstäubt wurde.

Die Belastung erfolgte durch den Hohlkolbenzylinder, wobei der Kolbenweg geregelt mit 0,5 mm/min bzw. 1,0 mm/min gesteuert wurde, so daß im Lastanstiegsbereich eine gleichmäßige Spannungszunahme im Bewehrungsstab erreicht wurde,

während im Bereich der Höchstlast die Verschiebung des Stahles gegenüber dem Beton gleichmäßig gesteigert wurde.

Bei den Ausziehversuchen wurde der Schlupf (Relativverschiebung Beton - Bewehrungsstab) auf der lastabgewandten Seite des Probekörpers mit Hilfe eines Invar-Stahl-Dilatometers gemessen (Bild 4.5). Dieses Dilatometer wurde speziell für die hier auftretenden meßtechnischen Probleme entwickelt. Auf der lastabgewandten Seite tastete ein Dreifuß aus Invar-Stabstahl die Oberfläche des Betons an, während ein in diesem Dreifuß geführter Invar-Stahlstab den Bewehrungsstahl antastete. Dreifuß und Invar-Stahlstab wurden aus der Kältekammer herausgeführt, so daß außerhalb der Kältekammer die Relativverschiebung mit einem Wegaufnehmer gemessen werden konnte. Durch die Anordnung des Wegaufnehmers außerhalb der Kammer und durch die Verwendung von Invar-Stahl konnten Meßfehler - hervorgerufen durch kleinere Veränderungen der Prüftemperatur innerhalb der Kammer - ausgeschlossen werden.

4.5 Versuchsergebnisse zum Verbundverhalten von LB bei TT

In den Bildern 4.6 bis 4.11 sind die mittleren Ergebnisse der Ausziehversuche (τ_v -v-Kurven) von versiegeltem LB für unterschiedliche Prüftemperaturen und Verbundlängen dargestellt. Die Verbundspannungen sind linear, die Stabendverschiebungen logarithmisch aufgetragen.

Zunächst wird der grundsätzliche Verlauf der τ_v -v-Kurven beschrieben. Bis zu einer Stabendverschiebung von ca. $v = 0,01$ mm ist die Veränderung der Verbundspannungen mit abnehmender Temperatur gering. Bei größeren Stabendverschiebungen ($v \geq 0,02$ mm) ist ein deutlicher Anstieg der auftretenden Verbundspannungen bei Temperaturabsenkung festzustellen. Die maximal aufnehmbare Verbundspannung, die Verbundfestigkeit, nimmt bei fallenden Temperaturen deutlich zu. Da die Ausziehversuche kolbenweggesteuert wurden, kann der Verlauf der τ_v -v-Kurven nach dem Erreichen der Verbundfestigkeit erfaßt werden; die τ_v -v-Kurve geht in den Bereich über, in dem die Verbundwirkung allein auf Reibungskräften beruht.

Einige Probekörper versagen durch Sprengbruch. Zu Sprengbrüchen neigen TT-Probekörper (Bild 4.11, 4.12) und Probekörper mit einer größeren Verbundlänge (Bild 4.6, 4.7). Zum Teil trat bei einigen TT-Probekörpern ein schlagartiges Versagen durch Gleitbruch auf. Ein Übergang zu diesen Sprödb Brüchen findet bei $\vartheta = -100$ °C statt (Bild 4.11, 4.12).

Im Temperaturbereich $\vartheta = + 20$ bis $- 100$ °C lassen sich die τ_v -v-Kurven als geschlossene Linien darstellen (Bild 4.11). Bei den Prüftemperaturen $\vartheta = - 135$ und $- 170$ °C fällt ein verändertes Verbundverhalten auf. Ab Stabendverschiebungen von $v = 0,02$ mm rutscht der Bewehrungsstab schlagartig. Anschließend kann wieder ein Anstieg der Verbundspannungen beobachtet werden. Die Verschiebungssprünge treten ab einer Verbundspannung $\tau_v \cong 15$ N/mm² auf und betragen im allgemeinen ca. 0,01 bis 0,10 mm. Bei den Probekörpern, die bei $- 135$ °C geprüft wurden, können relativ große Verschiebungssprünge von $\Delta v \cong 0,1$ bis ca. 2,2 mm festgestellt werden. Nach weiterer Laststeigerung gehen diese Probekörper schließlich ohne eine wesentliche Verformungszunahme schlagartig zu Bruch.

In den Bildern 4.6 bis 4.10 sind die τ_v -v-Kurven des LB bei den Prüftemperaturen $\vartheta = + 20$, $- 80$, $- 170$ °C in Abhängigkeit von der Verbundlänge aufgetragen. Bei RT ist der Zusammenhang zwischen der Verbundspannung und der Stabendverschiebung weitgehend unabhängig von der Verbundlänge (Bild 4.6). Allerdings tritt bei den Probekörpern mit $l_v = 4 d_s$, $5 d_s$ im Gegensatz zu den Probekörpern mit $l_v = 3 d_s$ vorzeitig Sprengbruch ein. Bei den entsprechenden TT-Versuchen (Bild 4.7, 4.8) wird deutlich, daß die Verbundspannungen bei einer Verbundlänge von $l_v = 3 d_s$ größer sind als bei $l_v = 4 d_s$ bzw. $5 d_s$. Ein markanter Unterschied in der τ_v -v-Beziehung der Versuche mit $l_v = 4 d_s$ und $l_v = 5 d_s$ kann nicht festgestellt werden.

Das Bild 4.13 zeigt die Verbundspannungen von LB bei TT bei unterschiedlichen Stabendverschiebungen. Es sind die Mittelwerte aller Versuchsergebnisse sowie die Streubreite eingezeichnet. Haftverbund und Verbundspannungen bei Stabendverschiebungen bis ca. 0,01 mm werden durch TT nur geringfügig gesteigert. Wie schon erwähnt, findet bei Stabendverschiebung $v \geq 0,1$ mm eine deutliche Versteifung des Verbundes (Scherverbund) infolge fallender Temperaturen statt. Die Versteifung ist besonders im Temperaturbereich $\vartheta = - 40$ bis $- 100$ °C ausgeprägt. Dies steht weitgehend im Einklang mit der Steigerung der Zylinderdruckfestigkeit infolge TT. Im Bild 4.14 werden die Mittelwerte der gemessenen Verbundspannungen auf die bei RT ermittelte Verbundfestigkeit bezogen. Der Anstieg der bezogenen Verbundspannungen von LB fällt bei Stabendverschiebungen $v \geq 0,2$ mm geringer aus als der entsprechende Anstieg beim NV, vgl. /40/. Entsprechendes konnte auch beim Vergleich der Materialkennwerte von LB und NB bei TT beobachtet werden. Die Verbundfestigkeit von LB steigt bei $- 170$ °C auf ca. 225 % der bei RT gemessenen Verbundfestigkeit.

Das Bild 4.15 beschreibt das Verformungsvermögen der Verbundzone von LB bei TT, ausgedrückt durch die Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit. Die maximale Stabendverschiebung hat einen Maximalwert bei $\vartheta = -60\text{ °C}$, der ca. 360 % des RT-Wertes beträgt (Bild 4.16). Bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ fällt die maximale Stabendverschiebung unter den entsprechenden RT-Wert. Bei dieser Temperatur versagten die Probekörper spröde durch Sprengbruch bzw. durch schlagartiges Versagen durch Gleitbruch (Bild 4.12).

In den Bildern 4.17 bis 4.19 wird der Zusammenhang zwischen den Verbundspannungen einerseits und den Materialkennwerten Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Elastizitätsmodul andererseits bei TT überprüft. Es wird deutlich, daß eine Proportionalität zwischen den Verbundspannungen von LB bei TT und den genannten Materialkennwerten bei den entsprechenden TT - unabhängig von den Stabendverschiebungen - nicht besteht. In allen Fällen ist der Anstieg der Verbundspannungen im Tieftemperaturbereich höher als der Anstieg der o.g. Materialkennwerte.

Das Bild 4.20 zeigt das typische Bild einer Verbundlänge eines bei RT geprüften Ausziehkörpers nach dem Versuch. Zur Betrachtung der Verbundlänge wurde die Probe, die durch Gleitbruch versagte, nach dem Versuch gespalten. Deutlich sind die Rutschspuren zu sehen, die der gerippte Bewehrungsstahl infolge Gleitens auf dem ihn umgebenden LB hinterläßt.

Im Bild 4.21 sind das typische Sprengbruchbild und die Verbundlänge eines bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ geprüften Ausziehkörpers nach dem Versuch dargestellt. Der Sprengbruch bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ teilt den zentrischen Ausziehkörper in der Regel in drei Teile. Bei der Betrachtung der Verbundlänge des TT-Ausziehkörpers fällt auf, daß die o.g. Rutschspuren im Vergleich zu den RT-Ausziehkörpern bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ nicht so deutlich ausgeprägt sind. Diese Beobachtung ist auf die gegenüber RT-Versuchen kleineren Stabendverschiebungen bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ zurückzuführen. Weiterhin sei auf den durch Verbundlänge und verbundfreie Zone verlaufenden Längsriß im TT-Ausziehkörper hingewiesen. Auf der Außenseite konnte bei diesem Probekörper kein entsprechender Längsriß beobachtet werden.

4.6 Analytische Beschreibung des Verbundverhaltens von LB bei TT

Wie schon erwähnt, existieren zur Zeit zahlreiche RT-Verbundgesetze und erste Ansätze, die den TT-Einfluß auf das Verbundverhalten von Normalbeton berücksichtigen, siehe z.B. /40/.

In der Regel wird der Zusammenhang von Verbundspannung und Stabendverschiebung mittels der beiden folgenden Potenzfunktionen beschrieben /61, 18/:

$$\frac{\tau_v}{\beta_w} = k_0 + k_1 \cdot v^m \quad (4.1)$$

bzw. bei Vernachlässigung des ohnehin kleinen Haftspannungsanteils k_0

$$\frac{\tau_v}{\beta_w} = k \cdot v^m \quad (4.2)$$

Ein Nachteil bei der Anwendung dieser Funktionen besteht darin, daß sie kein Maximum haben. Der Beanspruchungsbereich unmittelbar vor Erreichen der Verbundfestigkeit und der abfallende Ast der τ_v - v -Kurven können demnach mit diesen Funktionen nicht zutreffend beschrieben werden. Für den baupraktisch interessierenden Bereich bis zur Stabendverschiebung $v = 0,3$ mm (Gebrauchszustand) gelingt allerdings mit den o.g. Funktionen eine gute Anpassung an die Versuchsergebnisse.

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens von LB bei TT wird von dem Ansatz nach Gl. (4.2) ausgegangen, da gemäß der Versuchsergebnisse die Haftspannungen des LB bei TT vernachlässigbar klein sind. Darüber hinaus wird mit Gl. (4.2) in /18/ ein Ansatz vorgestellt, für den eine geschlossene Lösung für die Ermittlung der Einleitungslänge existiert. Hierauf wird in Abschnitt 5.11.6 eingegangen.

Da nach Abschnitt 4.5 eine Proportionalität zwischen Zylinderdruckfestigkeit und Verbundspannung von LB bei TT nicht vorliegt, wird der Ansatz nach Gl. (4.2) zur Beschreibung des Verbundverhaltens von LB bei TT wie folgt modifiziert:

$$\tau_v (s) = A(s) \cdot v^{B(s)} \quad (4.3)$$

In Bild 4.22 ist das Ergebnis der Kurvenanpassung für das mittlere Versuchsergebnis nach Bild 4.11 aufgetragen. Es sind die rechnerischen Verbundspannungen bei TT im baupraktisch interessierenden Bereich der Stabendverschiebungen $v = 0,01$ bis $0,3$ mm dargestellt. Die Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis ist in diesem Beanspruchungsbereich befriedigend. Die Sprünge der

τ_v -v-Kurven bei $\vartheta = -135, -170\text{ °C}$ lassen sich mit dem Ansatz nach Gl. (4.3) nicht beschreiben. Mit dem Rechenansatz werden diese Kurven quasi geglättet.

Die Abhängigkeit des Faktors A und des Exponenten B von der Temperatur ist dem Bild 4.23 zu entnehmen. Ein Zusammenhang zwischen $A(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ und den zuvor genannten Materialkennwerten von LB bei den entsprechenden Tieftemperaturen kann anhand der Versuchsergebnisse nicht festgestellt werden. Da unter Berücksichtigung anderer Verbundparameter (s. Abschn. 4.2) keine weiteren Versuchsergebnisse zum Verbundverhalten von LB bei TT vorliegen, können der Faktor $A(\vartheta)$ und der Exponent $B(\vartheta)$ zunächst nur temperaturabhängig formuliert werden:

$$A(\vartheta) = 6,4 \cdot 10^{-3} \cdot \vartheta^2 + 45 \quad (4.4)$$

$$B(\vartheta) = 5,9 \cdot 10^{-6} \cdot \vartheta^2 + 0,55 \quad (4.5)$$

ϑ in °C

Die Auswertung von Gl. (4.4) und (4.5) zeigt Bild 4.23.

4.7 Zusammenfassung

Zum Studium des Verbundverhaltens von LB bei TT wurden Ausziehversuche bei unterschiedlichen Prüftemperaturen mit unterschiedlichen Verbundlängen durchgeführt. Im folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der Verbunduntersuchungen zusammengestellt:

- Bei kleinen Stabendverschiebungen ($v < 0,01\text{ mm}$) ist die Verbundspannung (Haftspannung) weitgehend unabhängig von der Tieftemperatur.
- Bei größeren Stabendverschiebungen ($v \geq 0,02\text{ mm}$) steigen die Verbundspannungen (Scherverbund) mit fallenden Temperaturen deutlich an. Tiefe Temperaturen erhöhen die Verbundsteifigkeit.
- Die Verbundfestigkeit von LB nimmt mit sinkenden Temperaturen zu.
- Bis zu einer Tieftemperatur von $\vartheta = -100\text{ °C}$ versagen die Probekörper durch Gleitbruch.

- Bei Temperaturen unter $\vartheta = - 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$ versagen die Probekörper schlagartig durch Gleitbruch bzw. durch Sprengbruch.
- Im Temperaturbereich $\vartheta = + 20$ bis $- 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$ lassen sich die τ_v -v-Kurven als geschlossene Linien darstellen.
- Bei Temperaturen unter $\vartheta = - 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$ treten schlagartige Relativverschiebungen auf. In /40/ wird diese Erscheinung näher untersucht. Hiernach sind die Verschiebungssprünge auf veränderte Verformungsmechanismen in der Verbundzone zurückzuführen. Die Verschiebungssprünge werden nach /40/ wie folgt gedeutet: Infolge steigender Beanspruchung kommt es zu örtlichen Gefügezerstörungen des Betons unter den Rippen des Bewehrungsstabes. Bei weiterer Laststeigerung bilden sich Längsrisse, die sich vom Bewehrungsstab nach außen entwickeln. Diese Längsrißentwicklung wird durch die Beobachtung der Längsrisse in der Verbundlänge des TT-Ausziehkörpers gemäß Bild 4.21 bestätigt (vgl. Abschn. 4.5). Die Rißbildung erfolgt bei RT durch stetigen Zusammenschluß von Mikrorissen allmählich. Bei TT dagegen entstehen die Verbundrisse schlagartig. Die plötzliche Verweichung der Verbundzone führt zu einer plötzlichen Verschiebungszunahme. Weitere Einzelheiten sind der o.g. Arbeit zu entnehmen.
- Die maximale Stabendverschiebung hat bei $\vartheta = - 60 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ein Maximum. Die maximale Stabendverschiebung fällt infolge der auftretenden Sprödbrüche bei $\vartheta = - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$ unter den entsprechenden RT-Wert.
- Die Verbundspannungen von LB sind bei TT bei kleineren Verbundlängen größer als bei größeren Verbundlängen.
- Es besteht - unabhängig von der Stabendverschiebung - bei TT keine Proportionalität zwischen den Verbundspannungen und den Materialkennwerten Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und E-Modul des LB.
- Die Zunahme der LB-Verbundsteifigkeit - bezogen auf die Verbundsteifigkeit bei RT - fällt geringer aus als die entsprechende Zunahme der Verbundsteifigkeit von NB. Dies steht im Einklang mit dem Vergleich der Materialkennwerte von NB und LB bei TT.

5. BEANSPRUCHUNG UND VERFORMUNG VON STAHLBETONSTÄBEN UNTER BIEGUNG BEI TT

5.1 Einleitung

Wie schon in Abschnitt 1 erwähnt, soll anhand von TT-Versuchen an biegebeanspruchten Stahlleichtbetonstäben die Verformung, Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme der Biegesteifigkeit bei tiefen Temperaturen geklärt werden. Die Versuchskörper simulieren Wandausschnitte am Fuß von Innen- und Außenbehältern von LNG-Tanks. Diese Wandausschnitte werden im Lastfall "Betrieb" bzw. im Störfall vorwiegend auf Biegung beansprucht.

Auf den Meßergebnissen aufbauend, werden Bemessungsvorschläge entwickelt, mit denen LNG-Behälter-Bauteile unter Berücksichtigung der veränderten TT-Materialeigenschaften sowie Verbundeigenschaften sicher und wirtschaftlich berechnet werden können. Gleichermäßen werden die in Abschnitt 2 und 3 aufgeführten TT-Materialgesetze von LB und Bewehrungsstahl sowie das TT-Verbundgesetz in Abschnitt 4 auf ihre Übertragbarkeit auf Stahlbetonstäbe hin überprüft.

Weitere Fragen zur Bedeutung der Untersuchung von biegebeanspruchten Stahlleichtbetonstäben für die Konstruktion von LNG-Behälter-Bauteilen sind im Abschnitt 1 aufgeführt.

5.2 Versuchsprogramm

Die Untersuchungen von Verformung und Rißbildung von Stahlleichtbetonstäben bei TT wurden an vier bewehrten Versuchskörpern vorgenommen.

Dabei wurden folgende Versuchsparameter gewählt:

- Prüftemperatur: $\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}, - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- Bewehrungsgrad: $\mu = 0,50 \text{ } \%, 0,75 \text{ } \%$

Die Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die Parameter der Biegeversuche.

5.3 Versuchskörper

Die Versuchskörper hatten einen Querschnitt mit den Abmessungen $b/d = 20/40$ cm und eine Länge $l = 380$ cm. Die Hauptbewehrung am Zug- und Druckrand - aus BSt 420/500 RU - bestand aus Stäben $2 \times 2 \varnothing 16$ bzw. $2 \times 3 \varnothing 16$ (s. Tab. 5.1). Die Betondeckung betrug $c = 2 d_s$ (s. Bild 5.1 und 5.2).

Um die freie Rißbildung nicht zu beeinträchtigen, wurden im Meßbereich - in der Zone mit $M = \text{const.}$ - keine Bügel eingebaut. Bügel wurden nur im Bereich der Einleitung des Biegemoments zur Aufnahme der Querkraft angeordnet. Sie dienten gleichzeitig zur Lagesicherung der Hauptbewehrung. Um ein vorzeitiges Biegeversagen im Einleitungsbereich zu verhindern, wurden hier zusätzliche Bewehrungsstäbe in der Zugzone angeordnet. Für die Aufnahme der Spaltzugkräfte infolge der Lasteinleitung wurden horizontale Schlaufen an den Versuchskörperenden eingebaut.

Unter Berücksichtigung der Störzone seitlich der Auflagerpunkte, die aus der Lasteinleitung in den Querschnitt resultiert, wurde eine Meßlänge mit $l = 160$ cm zwischen den Auflagern mit Abstand $a = 210$ cm festgelegt.

Zur Messung der Rißbreite und des Spannungsverlaufs entlang der Stahlachse im Bereich des Risses wurden auf der freien Meßlänge zwei Sollbruchstellen angeordnet. Zur Schwächung der Biegezugzone wurde je Sollbruchstelle ein Trennblech mit der Dicke $t = 1$ mm auf eine Bügelleiter aus Stabdurchmessern von 6 mm geschweißt. Diese Bügelleitern sorgten gleichzeitig für die Lagesicherung der Hauptbewehrung im unbügelten Bereich zwischen den Auflagern. Die Lage der Sollbruchstellen sowie die Lage der Trennbleche im Querschnitt der Versuchskörper ist den Bildern 5.1 und 5.2 zu entnehmen.

5.4 Baustoffe

Für alle Versuchskörper wurde ein Konstruktionsleichtbeton der Güte LB 45 unter Verwendung von 20 % Natursand, 20 % Liaporsand 0/4, 30 % Liaporkorn 4/8 und 30 % Liaporkorn 8/16 (Volumenanteile) gewählt. Der Zementgehalt betrug 350 kg/m^3 . Die gewünschte Konsistenz von $v \approx 1,12$ wurde durch Zugabe von Fließmittel (≤ 2 % von Z) eingestellt.

Weitere wesentliche Eigenschaften des verwendeten LB sind der Tabelle 2.1 zu entnehmen.

Die TT-Materialgesetze sowie das TT-Verbundgesetz für den LB, der für die Versuchskörper vorgesehen war, wurden in den Abschnitten 2 und 4 entwickelt. Da z.Z. das thermische Dehnverhalten von LB bei TT noch nicht einheitlich analytisch beschrieben werden kann, muß bei der Auswertung der Biegeversuche zunächst noch von den Versuchsergebnissen ausgegangen werden. Das gemessene thermische Dehnverhalten des verwendeten LB zeigt Bild 2.12.

Die gesamte Bewehrung der Versuchskörper bestand - wie schon erwähnt - aus Betonstahl BSt 420/500 RU. Die Stabdurchmesser der Hauptbewehrung (Längsstäbe) waren einheitlich $d_s = 16$ mm. Damit entsprach auch der bei den Versuchskörpern verwendete Bewehrungsstahl dem Stahl, der in den Abschnitten 3 (Materialkennwerte) und 4 (Verbundeigenschaften) auf seine TT-Eigenschaften hin untersucht wurde.

5.5 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Boden und Seitenteile der Schalung bestanden aus kunststoffbeschichteten Schaltafeln. Der Bewehrungskorb wurde so in der Schalung verlegt, daß die gezogene Längsbewehrung unten, also im guten Verbundbereich lag. Die Versuchskörper wurden unmittelbar vor der Versuchsdurchführung um 180° in ihre Sollprüflage gedreht. Das Bild 5.3 zeigt beispielhaft einen Bewehrungskorb und eine Schalung mit eingesetztem Bewehrungskorb.

Der Beton wurde in einem 350 l-Zwangsmischer hergestellt. Der Beton wurde in drei Lagen eingebracht und mit Innenrüttlern verdichtet. Begleitend wurden bei jeder Betonage Würfel mit 15 cm Kantenlänge und Zylinder mit $\varnothing = 15$ cm, $h = 30$ cm hergestellt. An diesen wurden nach DIN 1048 nach 28 Tagen und bei Versuchsdurchführung Druck-, Spaltzugfestigkeit und Druck-Elastizitätsmodul bei RT bestimmt.

24 Stunden nach Herstellung der Versuchskörper wurde die Seitenschalung entfernt. Anschließend lagerten die Versuchskörper sieben Tage unter feuchten Tüchern. Zur Nachbildung der Feuchteverhältnisse in dicken Betonbauteilen bzw. unmittelbar hinter dem Stahl liner wurden für sämtliche Versuchskörper die folgenden Lagerungsbedingungen gewählt: Versiegelung in Folie und Lagerung bis zur Versuchsdurchführung im Alter von ca. 160 Tagen in der Prüfhalle bei rd. $+ 20^\circ\text{C}$ und 70 % r.F.

Die Versiegelung bestand aus einer eng am Betonkörper anliegenden Aluminiumfolie und einer selbstklebenden PVC-Folie. Damit waren Änderungen der Ausgangsfeuchte des Betons während der Lagerungsdauer weitgehend ausgeschlossen.

5.6 Versuchseinrichtung

Das Bild 5.4 zeigt eine Übersicht über den Versuchsaufbau. Er setzt sich aus den folgenden Elementen zusammen: Versuchskörper, Kältekammer, hydraulische Pressen zur Erzeugung der Biegebeanspruchung und Prüfraumen.

Die Kältekammer hatte Abmessungen von 5,00/0,70/0,65 m³. Die Versorgung der Kammer erfolgte mit flüssigem Stickstoff als Kühlmittel, der über fünf unabhängig voneinander steuerbare Zuführungen mittels fünf Propellern in der Kammer zerstäubt wurde. Zur gleichmäßigen Umströmung der Versuchskörper mit LN₂ wurden in der Kammer Leitbleche montiert. Mittels der speziell für diese Versuche entwickelten Regelung und der Kammerkonstruktion konnte die Abkühlung mit beliebigen Abkühlgeschwindigkeiten auf beliebige Tieftemperaturen im Bereich $\vartheta = + 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $- 190\text{ }^{\circ}\text{C}$ vorgenommen werden.

Als statisches System der Versuchskörper wurde ein Einfeldträger mit beidseitigem Kragarm gewählt. Die Auflager bestanden aus einem Rollenlager und einem Halbrund. Die Auflagerkräfte wurden über zwei Auflagertische, die aus ausgesteiften IPB 320 bestanden, in die Kellerbodenplatte der Prüfhalle geleitet. Die IPB 320 ruhten auf einem Mörtelbett zwischen den beiden Längsträgern des Spannbettes.

Die Einleitung der Vertikalkräfte an den Kragarmenden zur Erzeugung eines konstanten Momentenverlaufs zwischen den Auflagern erfolgte über 250 kN-Pressen. Die Pressen stützten sich bei Lastaufbringung gegen die 1 m dicke kreuzweise vorgespannte Betondecke ab (Bild 3.4). Voruntersuchungen hatten ergeben, daß die Durchbiegung der Decke unter den zu erwartenden Pressenkräften vernachlässigbar klein war. Zur Durchführung der Pressenspindeln in den Kammerinnenraum mußten in der Kammerdecke Öffnungen angeordnet werden.

Um die Kühlmittelverluste möglichst klein zu halten, wurden die Undichtigkeiten an den Durchführungen von Pressenspindeln, Zuggliedern und Auflagerkonstruktionen in den Kammerinnenraum mit Dämmschaum behoben.

5.7 Meßverfahren und Messungen

5.7.1 Messung der Kräfte zur Erzeugung der Biegebeanspruchung

Auf die Verwendung von Kraftmeßdosen (KMD) in der Kammer mußte wegen ungenauer Messungen und möglicher Beschädigungen infolge Tieftemperatureinwirkung verzichtet werden. Die Kraftmessung konnte daher nur über den Öldruckaufnehmer vorgenommen werden. Eichversuche bei RT zeigten, daß die Kraftmessung mittels Öldruckaufnehmer ausreichend genau mit der Kraftmessung mittels KMD übereinstimmte. Die Meßsignale des Öldruckaufnehmers wurden mit Meßverstärkern auf Digitalvoltmeter und Linien-schreiber übertragen, so daß während der gesamten Versuchsdauer die Kraftbeanspruchung kontinuierlich kontrolliert werden konnte. Gleichzeitig konnte aus dem Kraftverlauf in der Aufzeichnung auf den Zeitpunkt der Entstehung von Rissen im Biegeträger geschlossen werden. Bei der gewählten Wegsteuerung war die Ribentstehung an einem geringfügigen Kraftabfall zu erkennen.

5.7.2 Messung der Dehnungen

Zur Messung der mittleren Dehnung über die Risse hinweg wurden induktive Wegaufnehmer der Firma Hottinger und Meßstäbe $d_s = 6 \text{ mm}$ aus Invar verwendet. Invar-Stahl weist bei geringen Temperaturschwankungen vernachlässigbar kleine Änderungen der thermischen Dehnung auf. Unter Berücksichtigung des Krafteinleitungsbereiches an den Auflagern wurde eine Meßlänge $l = 1600 \text{ mm}$ festgelegt. Die mittlere Dehnung wurde je zweifach in der Zugzone an der Trägeroberseite (Wegaufnehmer Typ W20) und in Höhe der gezogenen Bewehrung (Typ W10) gemessen, in der Druckzone zweifach an der Trägerunterseite (Typ W5). Um zu vermeiden, daß bei zufälliger Ribbildung an den Wegaufnehmerhalterungen das gesamte Meßsystem ausfällt, wurde die Meßbasis an der Trägeroberseite um 5 cm versetzt (Bilder 5.6 und 5.7).

Während der Versuche wurden die mittleren Dehnungen, die beidseitig des Trägers in Höhe des gezogenen Stahls gemessen wurden, über Linien-schreiber aufgetragen.

Zur Messung der Stahldehnungen waren für die Stäbe in der Zugzone je acht tieftemperaturgeeignete Cu-Ni-DMS (KFL-1-C1-11 der Firma Kyowa), für die Stäbe in der Druckzone je zwei DMS vorgesehen. Die DMS der gezogenen Bewehrung waren an der Sollbruchstelle sowie zu beiden Seiten in einem Abstand von 2,5 cm bzw. 5,0 cm angeordnet. Die Druckbewehrung erhielt je Sollbruchstelle einen DMS.

Genauere Angaben sind den Bildern 5.6, 5.7 und 5.8 zu entnehmen. Die DMS wurden entlang der Längsrippe aufgeklebt, um den Verbund möglichst wenig zu beeinträchtigen. Nichtklebende Teflonfolie und tieftemperaturgeeignetes Schutzmaterial dienten zum Schutz und zur Isolierung von DMS und Lötstellen. Die mit DMS bestückten Meßstäbe wurden so in die Schalung eingebaut, daß die beiden Längsrippen der Bewehrungsstäbe in einer Höhe lagen und die DMS zum Inneren des Betonquerschnitts hin gerichtet waren.

5.7.3 Messung der Durchbiegung

Zur Aufzeichnung der Biegelinie und zur Ermittlung der Krümmung im Meßbereich mußte an definierten Stellen die vertikale Durchbiegung der Versuchskörper gemessen werden. Diese Meßstellen waren die Mittendurchbiegung, die Durchbiegungen an den Viertelpunkten zwischen den Auflagern und die Durchbiegung an den Auflagern, wobei die letztere aus einem nicht vermeidbaren Spiel in der Auflagerkonstruktion und im evtl. nachgiebigen Kellerboden resultierte. Zusätzlich wurden die Durchbiegungen im Abstand von 52,5 cm von den Auflagern an den Kragarmen gemessen.

Sämtliche Durchbiegungsmessungen wurden mittels induktiver Wegaufnehmer der Firma Hottinger und Quarzglas als Meßstäbe durchgeführt. Folgende Wegaufnehmer-typen wurden verwendet: für die Mittendurchbiegung und die Durchbiegung in den Viertelpunkten Wegaufnehmer (WA) vom Typ W10, für die Durchbiegung an den Auflagern WA vom Typ W5 TK und für die Durchbiegung am Kragarm WA vom Typ W20. Mit dem Einsatz von Quarzglas für die Meßstäbe konnten die thermischen Dehnungen infolge von Temperaturschwankungen vernachlässigbar klein gehalten werden. Als Träger von Wegaufnehmer und Quarzglasstäben wurde ein stählerner Rahmen konstruiert, der an der Kellerdecke als Festpunkt (s. Abschn. 5.6, Bild 5.5) montiert wurde. Die Quarzglasstäbe wurden durch die Kammerdecke auf die Oberseite der Versuchskörper geführt. Zur Fixierung der unteren Quarzglasspitze an den gewünschten Meßstellen wurden Metallplättchen mit einer eingelassenen Nut auf der Oberseite der Versuchskörper aufgeklebt. Durch diese Nut waren die unteren Enden der Quarzglasstäbe vertikal und horizontal gehalten. Während der Belastungsphase wurde die Entwicklung der Mittendurchbiegung über einen Linienschreiber aufgezeichnet.

5.7.4 Messung der Rißbreiten

Die Messung der Rißbreiten konnte aus versuchstechnischen Gründen nur an den Sollbruchstellen durchgeführt werden. Die Rißbreiten wurden hier auf der Trägersoberseite, in Höhe des gezogenen Stahls und 15 cm unterhalb der Trägersoberkante gemessen (Bilder 5.6 und 5.7).

Zur Messung der Rißbreiten in der geschlossenen Kältekammer bei tiefen Temperaturen konnte nicht auf die konventionellen Methoden zurückgegriffen werden. Aus diesem Grunde wurde das in Bild 5.9 dargestellte Rißbreitenmeßsystem entwickelt, das im wesentlichen aus einem Federstahl und einem Taststift bestand. Der Federstahl mit den Abmessungen $b/d/h = 10/0,3/45$ mm wurde in einer Nut eines Messingfußes eingesetzt und verlötet. Auf beiden Seiten des Federstahls wurde ein tieftemperaturgeeigneter Cu-Ni-DMS aufgeklebt.

Die DMS wurden als Halbbrücke geschaltet. Zur Bestimmung der Abhängigkeit der Widerstandsänderung von der Auslenkung des Federbleches in Höhe des Taststiftes wurde für jeden Rißbreitenmesser und für jede Temperatur eine gesonderte Eichung vorgenommen. Dies geschah in einer speziell für diese Untersuchung konzipierten Eichvorrichtung, die in einer Kältekammer eingebaut war. Eichungen vor und nach den Biegeversuchen ergaben eine befriedigende Konstanz der Kennlinien (K-Faktor), die für die Auswertung der Meßergebnisse erforderlich waren.

Zur Messung der Rißbreiten der Versuchskörper wurde das beschriebene Meßsystem mittels TT-Kleber auf der Betonoberfläche aufgeklebt und der Federstahl durch den Taststift vorgespannt.

5.7.5 Rißdetektoren

Zur Registrierung der Rißentstehung in der geschlossenen Kältekammer bei TT wurden Rißdetektoren auf Graphitbasis verwendet, die von einer Vielstellenmeßanlage abgefragt wurden. Der elektrische Leiter war eine 10 mm breite und 150 mm lange Graphitschicht mit an den Enden aufgeklebten Anschlußplättchen aus Messing mit Anschlußdraht. Die Abfrage der Widerstände der Rißdetektoren wurde unmittelbar nach dem Aufbringen der Laststufen vorgenommen. Die Entwicklung der Widerstände mit der Laststufenerhöhung wurde über den Meßverstärker auf einem Drucker angezeigt. Ein sprunghafter Anstieg des Widerstandes bis

auf einige 100 k Ω m bedeutete, daß ein Riß die entsprechende Leiterschicht kreuzte. Der Ort des Risses konnte durch Verschachtelung der Leiterbahnen auf der Betonoberfläche der Versuchskörper auf $\pm 2,5$ cm genau angegeben werden.

Insgesamt waren je Versuchskörper drei Reihen mit je 20 Leiterbahnen vorgesehen: eine Reihe auf der Oberseite, zwei Reihen an der vorderen Seitenfläche. Genaue Angaben zur Anordnung sind den Bildern 5.6 und 5.7 zu entnehmen.

5.7.6 Messung der Temperaturen

Bei der Wahl der Abkühlgeschwindigkeit war entscheidend, daß infolge eines zu hohen Temperaturgradienten über dem Querschnitt keine Eigenspannungsrisse auftreten durften. An Vergleichs-Betonkörpern mit den Abmessungen $b/d/l = 10/20/100$ cm wurde in Vorversuchen für unterschiedliche Abkühlgeschwindigkeiten das Temperaturfeld ermittelt. Zur Messung der Temperaturen wurden Eisen-Konstantan-Thermoelemente eingesetzt. Bei den gewählten Abkühlungsgeschwindigkeiten von $\dot{\vartheta} = 0,07$ °K/min im Temperaturbereich $\vartheta = + 20$ bis $- 80$ °C und von $\dot{\vartheta} = 0,2$ °K/min im Temperaturbereich $\vartheta = - 80$ bis $- 170$ °C stellten sich in den Symmetrieachsen maximale Temperaturdifferenzen von ca. 18 °C ein. Berechnungen haben ergeben, daß diese Temperaturdifferenzen zu keinen Eigenspannungsrisen führen konnten.

Die Versuchskörper wurden demnach einheitlich mit den o.g. Abkühlungsgeschwindigkeiten abgekühlt. Die Haltezeit zur Ausbildung eines homogenen Temperaturfeldes betrug ca. zwei Stunden. Zur Kontrolle der maximalen Temperaturdifferenz wurden bei allen Versuchskörpern über den Betonquerschnitt verteilte Thermoelemente außerhalb der Meßlänge angeordnet. Zusätzlich wurde die Temperatur der gezogenen Bewehrungsstäbe an definierten Stellen innerhalb der Meßbasis gemessen. Die Aufzeichnung der Temperaturen erfolgte kontinuierlich über einen Phillips-multipoint-data-recorder (PM 8237 A) während der gesamten Abkühl- und Belastungsphase.

5.8 Versuchsdurchführung

Nach dem Einbau in die Kältekammer wurden die Versuchskörper - wie schon beschrieben - auf die gewünschte Tieftemperatur abgekühlt. Bei den RT-Versuchen ($\vartheta = + 20$ °C) war keine Temperaturregelung erforderlich, da die entsprechenden Versuchskörper unter den Lagerungsbedingungen in der Prüfhalle ($+ 20$ °C/70 % r.F.) mit nur geringen Abweichungen ihre Solltemperatur ($\vartheta = + 20$ °C) aufwiesen.

Nach Einstellung eines homogenen Temperaturfeldes über den Querschnitt wurden die Lasten zur Erzeugung der Biegebeanspruchung stufenweise aufgebracht. Die Regelung erfolgte weggesteuert.

Unmittelbar nach den vorgewählten Laststufen wurde ein Meßzyklus vorgenommen. Zusätzliche Meßzyklen wurden durchgeführt, sobald über die kontinuierlich aufgezeichneten Last-Zeit-, Dehnungs-Zeit-, Durchbiegungs-Zeit-Diagramme und über die Rißdetektoren auf eine Rißbildung geschlossen werden konnte. Bei den TT-Versuchen konnte die Rißbildung zum Teil akustisch wahrgenommen werden. Traten während eines Meßzyklus weitere Risse auf, wurde der Meßzyklus wiederholt. Nach Erreichen des abgeschlossenen Rißbildes im Meßbereich wurde mit wenigen Laststufen die Biegebeanspruchung bis zum Erreichen der Fließgrenze in der gezogenen Bewehrung gesteigert.

Bei der Versuchsdurchführung wurden folgende Messungen durchgeführt:

- die Temperaturverteilung im Betonquerschnitt und an den Meßstellen im Versuchskörper am Bewehrungsstahl
- die Lasten zur Erzeugung der Biegebeanspruchung
- zusätzlich bei den Versuchskörpern N1 bis N5 die Längszugkräfte an der Spannankerseite und an der Festankerseite
- die Durchbiegung mit induktiven Wegaufnehmern an definierten Meßstellen
- die Dehnungen in Zug- und Druckzone integral über eine Meßbasis von 1,60 m mit induktiven Wegaufnehmern; hierzu wurden je zwei Wegaufnehmer an der Oberseite, in Höhe der gezogenen Bewehrung, und an der Unterseite des Versuchskörpers angebracht
- die Stahldehnungen im Bereich von zwei vorgegebenen Sollrißstellen und außerhalb dieser Bereiche mit Cu-Ni-DMS
- die Rißbreiten an den Sollbruchstellen für drei unterschiedliche Rißtiefen
- die Rißabstände im Zuge der Rißentwicklung mittels spröden Leitermaterials; dazu wurden drei Leiterbahnen in der Zugzone angeordnet

Die Daten der Kraft-, Durchbiegungs-, Weg- und Dehnungsmessungen wurden von einer Vielstellenmeßanlage aufgenommen, auf einem Analogrechner zwischengespeichert und anschließend für die Auswertung zur Großrechenanlage weitergeleitet.

5.9 Innerer thermischer Zwang und Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft

5.9.1 Vorbemerkungen

Die Biegeversuche werden bei stationärem Temperaturfeld durchgeführt. Die Auflagerung der Versuchskörper entspricht einem statisch bestimmten System, so daß sich die thermischen Dehnungen der Versuchskörper während der Abkühlphase frei entfalten können. Ein äußerer Zwang tritt damit nicht auf.

Ein Vergleich der Bilder 2.12 und 3.4 zeigt, daß zwischen den thermischen Dehnungen des Betonstahls und des Betons bei tiefen Temperaturen beträchtliche Unterschiede auftreten können. Diese Differenzen wachsen mit zunehmender Betonfeuchte an. Im Zustand I können sich die freien thermischen Dehnungen der Baustoffe Stahl und Beton wegen des unverschieblichen Verbundes nicht frei entfalten. Aus der gegenseitigen Behinderung der freien Dehnung resultiert ein innerer Zwang, der zu Zugspannungen im Stahl und zu Druckspannungen im Beton führt. Diese Beanspruchung wird im folgenden "innerer thermischer Zwang" oder auch "thermischer Zwang" genannt.

Es ist zur Auswertung von Versuchsergebnissen sowie zur Aufstellung von Rechenmodellen unbedingt erforderlich, diesen thermischen Zwang zu erfassen. Im Teil 3 von /2/ wurden die wesentlichen Formeln zum thermischen Zwang abgeleitet. Diese gelten allerdings für den Sonderfall "Stahlbetonquerschnitt mit symmetrischer Bewehrung bzw. mit Bewehrung in Querschnittsmitte". In der Praxis werden jedoch Querschnitte mit unsymmetrischer Bewehrungsanordnung die Regel sein. Aus diesem Grunde ist es notwendig, den thermischen Zwang auch für den Allgemeinfall analytisch zu beschreiben.

In den folgenden Abschnitten wird ein Rechenmodell entwickelt, mit dem die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs und infolge von Biegung und Längskraft zutreffend beschrieben werden kann. Die Entwicklung wird dabei gesondert für den ungerissenen Zustand I und den gerissenen Zustand II vorgenommen. Die hieraus gewonnenen Rechenergebnisse werden im Abschnitt 5.10.3 mit den Versuchsergebnissen verglichen.

5.9.2 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand I

Zur Erläuterung der folgenden Rechenansätze sei hier auf die schematische Darstellung des inneren thermischen Zwangs im Bild 5.10 verwiesen. Bei der Formulierung des thermischen Zwangs in allgemein bewehrten Stahlbetonstäben wird von den folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

- linear-elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Baustoffe Stahl und Beton
- Ebenbleiben der Querschnitte (Hypothese von Bernoulli)
- keine Relativverschiebung zwischen dem Bewehrungsstahl und dem umgebenden Beton (unverschieblicher Verbund, Verträglichkeit)
- Gleichgewicht

Mit diesen Annahmen ergibt sich der im Bild 5.11 dargestellte allgemeine Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes infolge thermischen Zwangs mit dem folgenden Gleichungssystem:

1. Verträglichkeit in der Stabachse 1:

$$\epsilon_{s90} + \bar{\epsilon}_{s9z1} = \epsilon_{b90} + \bar{\epsilon}_{b9z1} \quad (5.1)$$

2. Verträglichkeit in der Stabachse 2:

$$\epsilon_{s90} + \bar{\epsilon}_{s9z2} = \epsilon_{b90} + \bar{\epsilon}_{b9z2} \quad (5.2)$$

3. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$3.2 \quad \frac{\bar{\epsilon}_{bo} - \bar{\epsilon}_{bu}}{d} = \frac{\bar{\epsilon}_{b9z1} - \bar{\epsilon}_{bu}}{d - d_1} \quad (5.3)$$

$$3.2 \quad \frac{\bar{\epsilon}_{bo} - \bar{\epsilon}_{bu}}{d} = \frac{\bar{\epsilon}_{b9z2} - \bar{\epsilon}_{bu}}{d_2} \quad (5.4)$$

4. Kräftegleichgewicht $\Sigma H = 0$:

$$\bar{\epsilon}_{s9z1} \cdot E_{s9} \cdot A_{s1} + \bar{\epsilon}_{s9z2} \cdot E_{s9} \cdot A_{s2} + \frac{\bar{\epsilon}_{bo} + \bar{\epsilon}_{bu}}{2} \cdot b \cdot d \cdot E_{b9} = 0 \quad (5.5)$$

5. Momentengleichgewicht $\Sigma M^{(2)} = 0$:

$$\bar{\epsilon}_{sz1} \cdot E_{s3} \cdot A_{s1} (h - d_1) + \frac{\bar{\epsilon}_{bo} + \bar{\epsilon}_{bu}}{2} \cdot b \cdot d \cdot E_{b3} \left[\frac{d}{3} \cdot \frac{\bar{\epsilon}_{bu} + 2 \bar{\epsilon}_{bo}}{\bar{\epsilon}_{bu} + \bar{\epsilon}_{bo}} - d_2 \right] = 0 \quad (5.6)$$

In den sechs Gleichungen sind sechs unbekannte Werte enthalten:

$$\bar{\epsilon}_{bz1}, \bar{\epsilon}_{sz1}, \bar{\epsilon}_{bz2}, \bar{\epsilon}_{sz2}, \bar{\epsilon}_{bo}, \bar{\epsilon}_{bu}$$

Die freie thermische Dehnung ϵ_{s90} des Stahls läßt sich nach Gl. (3.5) berechnen. Die freie thermische Dehnung des Betons muß durch Versuche ermittelt werden (Bild 2.12). Das Gleichungssystem ist damit eindeutig lösbar. Mit den im Abschnitt "Verwendete Bezeichnungen" aufgeführten Definitionen erhält man die folgende Lösung des Gleichungssystems:

Mit den Beiwerten

$$A_9 = E_{b3} \cdot b \cdot d \left(-\beta_1 \cdot n_9 \cdot \mu_1 - n_9 \cdot \mu_2 + \beta_2 \cdot n_9 \cdot \mu_2 - \frac{1}{2} \right)$$

$$B_9 = n_9 \cdot E_{b3} \cdot b \cdot d \cdot \Delta \epsilon_{90} (\mu_1 + \mu_2)$$

$$C_9 = E_{b3} \cdot b \cdot d \left(n_9 \cdot \mu_1 - \beta_1 \cdot n_9 \cdot \mu_1 + \beta_2 \cdot n_9 \cdot \mu_2 + \frac{1}{2} \right)$$

$$D_9 = n_9 \cdot E_{b3} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\beta_1 - 1) (\lambda - \beta_1) - \frac{1}{6} b \cdot d^2 \cdot E_{b3} (2 - 3\beta_2)$$

$$E_9 = \Delta \epsilon_{90} \cdot n_9 \cdot E_{b3} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\lambda - \beta_1)$$

$$F_9 = \beta_1 \cdot n_9 \cdot E_{b3} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\lambda - \beta_1) + \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^2 \cdot E_{b3} (1 - 3\beta_2)$$

$$G_9 = n_9 \cdot E_{b3} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d^2 (\beta_1 - 1) (\lambda - \beta_1) - \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^2 \cdot E_{b3} (2 - 3\beta_2)$$

ergibt sich:

$$\bar{\epsilon}_{bu} = \frac{B_g \cdot D_g + E_g \cdot C_g}{F_g \cdot C_g - A_g \cdot G_g} \quad (5.7)$$

$$\bar{\epsilon}_{bo} = \frac{\bar{\epsilon}_{bu} \cdot A_g + B_g}{C_g} \quad (5.8)$$

$$\bar{\epsilon}_{sz1} = \bar{\epsilon}_{bo} (1 - \beta_1) + \beta_1 \cdot \bar{\epsilon}_{bu} - \Delta \epsilon_{g0} \quad (5.9)$$

$$\bar{\epsilon}_{sz2} = \bar{\epsilon}_{bo} \cdot \beta_2 + \bar{\epsilon}_{bu} (1 - \beta_2) - \Delta \epsilon_{g0} \quad (5.10)$$

$$\bar{\epsilon}_{bz1} = \bar{\epsilon}_{sz1} + \Delta \epsilon_{g0} \quad (5.11)$$

$$\bar{\epsilon}_{bz2} = \bar{\epsilon}_{sz2} + \Delta \epsilon_{g0} \quad (5.12)$$

$$\kappa = \frac{\bar{\epsilon}_{bo} + \bar{\epsilon}_{bu}}{d} \quad (5.13)$$

$$\bar{\epsilon}_{bm}^I = (\bar{\epsilon}_{bo} + \bar{\epsilon}_{bu}) / 2 \quad (5.14)$$

$$\bar{\sigma}_{bu} = \bar{\epsilon}_{bu} \cdot E_{bg} \quad (5.15)$$

$$\sigma_{sz1} = \bar{\epsilon}_{sz1} \cdot E_{sg} \quad (5.16)$$

$$\sigma_{sz2} = \bar{\epsilon}_{sz2} \cdot E_{sg} \quad (5.17)$$

$$\bar{\sigma}_{bo} = \bar{\epsilon}_{bo} \cdot E_{bg} \quad (5.18)$$

Bei der Anwendung der Gln. (5.7) bis (5.18) ist zu beachten, daß sämtliche Dehnungen und Spannungen vorzeichengerecht einzusetzen sind: bei Zug mit positivem und bei Druck mit negativem Vorzeichen.

Mit den Gln. (5.7) bis (5.18) können nun für beliebige Bewehrungsanordnung der Dehnungs- und Spannungszustand von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs für den ungerissenen Zustand berechnet werden.

Die angegebene Lösung erlaubt auch die Berechnung von Stahlbetonstäben, bei denen die Sonderfälle "symmetrische Bewehrung, einseitige Bewehrung und Bewehrung in Querschnittsmitte" vorliegen. Hier sind folgende Werte einzusetzen:

- Symmetrische Bewehrung: $\mu_1 = \mu_2$
 $\beta_1 = \beta_2$
- Einseitige Bewehrung:
 $A_{s1} = 0$ $\mu_1 = 0$
 $\beta_1 = \lambda$
 $A_{s2} = 0$ $\mu_2 = 0$
 $\lambda = \beta_1$
- Bewehrung in Querschnittsmitte: $\beta_1 = \beta_2 = \lambda = 0,5$

In der Tabelle 5.2 sind die aus den vorstehenden Ableitungen gewonnenen Berechnungsergebnisse zum inneren thermischen Zwang für einige Tieftemperaturen zusammengestellt. Die Elastizitätsmodule von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen sind dabei mittels der schon erwähnten Rechenansätze aus den Materialkennwerten bei RT ermittelt, vgl. Abschnitte 2.5.4 und 3.4.1.

Infolge der unterschiedlichen Temperatúrausdehnungskoeffizienten von Beton und Stahl stellt sich im Stahl bei - 170 °C eine Zwangsspannung von ca. 280 N/mm² (Zug) ein. Der Beton erhält bei dieser Temperatur eine Vorspannung von ca. 3 bis 4 N/mm² (Druck). Die Berechnungsergebnisse zeigen, daß der Bewehrungsgrad nur einen geringen Einfluß auf die Stahlzwangsspannungen hat. Dagegen besteht zwischen Betonzwangsspannungen und Bewehrungsgrad direkte Proportionalität.

5.9.3 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I bei RT und TT

Unter Berücksichtigung der Versteifung der Baustoffe Beton und Stahl infolge tiefer Temperaturen gelten hier die bei RT bekannten Zusammenhänge. Im folgenden werden die zur Nachrechnung der Versuchsergebnisse erforderlichen Formeln für unsymmetrisch und symmetrisch bewehrte Rechteckquerschnitte zusammengestellt.

a) Querschnittswerte im Zustand I (Bild 5.12)

Schwerlinie des wirksamen Querschnitts gegenüber der Schwerlinie des Betonquerschnitts

$$z_{iug} = \frac{d \left[\frac{1}{2} + (n_g - 1) \mu_1 (1 - \beta_1) + (n_g - 1) \mu_2 \cdot \beta_2 \right]}{1 + (n_g - 1) (\mu_1 + \mu_2)} \quad (5.19)$$

$$c_{ib} = \frac{d}{2} - z_{iug} \quad (5.20)$$

Sonderfall: Symmetrische Bewehrung $\mu_1 = \mu_2 = \mu$; $\beta_1 = \beta_2$

$$z_{iug} = \frac{d}{2} ; \quad c_{ib} = 0 \quad (5.21)$$

Wirksame Querschnittsfläche

$$A_{ig} = b \cdot d [1 + (n_g - 1) (\mu_1 + \mu_2)] \quad (5.22)$$

Sonderfall: $\mu_1 = \mu_2 = \mu$; $\beta_1 = \beta_2$

$$A_{ig} = b \cdot d [1 + 2\mu (n_g - 1)] \quad (5.23)$$

Wirksames Flächenmoment 2. Grades

$$J_{ig} = b \cdot d^3 \left[\frac{1}{12} + \zeta^2 + (n_g - 1) \mu_1 (\eta_{s1} + \zeta)^2 + (n_g - 1) \mu_2 (\eta_{s2} - \zeta)^2 \right] \quad (5.24)$$

Sonderfall:

$$\mu_1 = \mu_2 = \mu ; \beta_1 = \beta_2 ; \zeta = 0 ; \eta_{s1} = \eta_{s2} = \eta_s \quad (5.25)$$

$$J_{ig} = b \cdot d^3 \left[\frac{1}{12} + 2\mu (n_g - 1) \eta_s^2 \right]$$

Wirksames Widerstandsmoment

$$W_{i9u} = +J_{i9} / d \left(\frac{1}{2} - \zeta \right) \quad (5.26)$$

$$W_{i9o} = -J_{i9} / d \left(\frac{1}{2} + \zeta \right) \quad (5.27)$$

$$W_{i9s1} = -J_{i9} / d (\eta_{s1} + \zeta) \quad (5.28)$$

$$W_{i9s2} = +J_{i9} / d (\eta_{s2} - \zeta) \quad (5.29)$$

Sonderfall: $\zeta = 0$; $\eta_{s1} = \eta_{s2} = \eta_s$

$$W_{i9u} = +2 J_{i9} / d \quad (5.30)$$

$$W_{i9o} = -2 J_{i9} / d \quad (5.31)$$

$$W_{i9s1} = -J_{i9} / \eta_s \cdot d \quad (5.32)$$

$$W_{i9s2} = +J_{i9} / \eta_s \cdot d \quad (5.33)$$

Die hieraus ermittelten Querschnittswerte für die Versuchskörper BT1 - BT4 sind in der Tab. 5.3 zusammengestellt, wobei zwischen dem Regelquerschnitt (ungeschwächt) und der Sollbruchstelle (geschwächt) unterschieden wird.

b) Spannungen und Dehnungen infolge Biegemoment und Normalzugkraft

Mit den in Abschnitt a) angegebenen Querschnittswerten lassen sich die Spannungen und Dehnungen infolge Lastbeanspruchung nach den folgenden Gleichungen ermitteln:

Spannungen

$$\sigma_b^I = \sigma_{b9N}^I + \sigma_{b9M}^I = \frac{N}{A_{i9}} + \frac{M}{W_{i9}} \quad (5.34)$$

$$\sigma_s^I = \sigma_{s9N}^I + \sigma_{s9M}^I = \frac{N \cdot \eta_9}{A_{i9}} + \frac{M \cdot \eta_9}{W_{i9s}} \quad (5.35)$$

$$\text{Dehnungen: } \epsilon_b^I = \frac{1}{E_{b9}} \left(\frac{N}{A_{i9}} + \frac{M}{W_{i9}} \right) \quad (5.36)$$

$$\epsilon_s^I = \frac{1}{E_{s9}} \left(\frac{N \cdot n_9}{A_{i9}} + \frac{M \cdot n_9}{W_{i9s}} \right) \quad (5.37)$$

$$\text{Krümmung: } \kappa_m^I = \frac{\epsilon_{b(o)}^I - \epsilon_{b(u)}^I}{d} \quad (5.38)$$

5.9.4 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand I

Der Spannungs- und Dehnungszustand infolge Zwang- und Lastbeanspruchung ergeben sich durch Superposition der Ergebnisse beider Ursachen.

$$\text{Spannungen: } \sigma_{b9}^I = \sigma_{b9z} + \sigma_{b9N}^I + \sigma_{b9M}^I = \sigma_{b9z} + \frac{N}{A_{i9}} + \frac{M}{W_{i9}} \quad (5.39)$$

$$\sigma_{s9}^I = \sigma_{s9z} + \sigma_{s9N}^I + \sigma_{s9M}^I = \sigma_{s9z} + \frac{N \cdot n_9}{A_{i9}} + \frac{M \cdot n_9}{W_{i9s}} \quad (5.40)$$

$$\text{Dehnungen: } \epsilon_{b9}^I = \epsilon_{b90} + \bar{\epsilon}_{b9z} + \frac{1}{E_{b9}} \left(\frac{N}{A_{i9}} + \frac{M}{W_{i9}} \right) \quad (5.41)$$

$$\epsilon_{s9}^I = \epsilon_{s90} + \bar{\epsilon}_{s9z} + \frac{1}{E_{s9}} \left(\frac{N \cdot n_9}{A_{i9}} + \frac{M \cdot n_9}{W_{i9s}} \right) \quad (5.42)$$

$$\text{Krümmung: } \kappa_{m9}^I = \frac{\epsilon_{b9(o)}^I - \epsilon_{b9(u)}^I}{d} \quad (5.43)$$

Bild 5.13 zeigt schematisch die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalkraft im Zustand I.

5.9.5 Allgemeine analytische Beschreibung des inneren thermischen Zwangs in Stahlbetonstäben für Zustand II

Sobald die Spannung z.B. infolge Biegung am Außenrand der Zugzone die Biegezugfestigkeit des Betons $\sigma_{b\vartheta}^I = \beta_{BZ,\vartheta}$ erreicht, reißt der Querschnitt ein. Im Rißquerschnitt werden die thermischen Zwangsspannungen $\sigma_{s\vartheta z2}$ bis auf vernachlässigbar kleine Spannungen $\bar{\sigma}_{s2}$ abgebaut. Zu beiden Seiten des Risses herrscht außerhalb der anschließenden Einleitungsbereiche wieder Zustand I. Mit steigender Lastbeanspruchung und fortschreitender Rißbildung werden die Zwangsspannungen entlang der Stabachse 2 (Zugzone) zunehmend auf $\bar{\sigma}_{s2}$ abgebaut.

In der Zugzone im Rißquerschnitt ist der Beton zwangsspannungsfrei ($\sigma_{b\vartheta z} = 0$). Im Riß nimmt die Betondehnung den Wert der freien thermischen Betondehnung an (Bild 5.20).

Die Druckbewehrung (Stabachse 1) liegt auch am eingerissenen Querschnitt in vollem Verbund. In der Stabachse 1 können sich die freien thermischen Dehnungen von Beton und Stahl wegen der relativen Unverschieblichkeit nicht ausbilden. Hieraus resultiert im Rißquerschnitt ein thermischer Zwang in der Druckzone, der den Gesamtquerschnitt beansprucht. Das Bild 5.14 veranschaulicht diesen Beanspruchungszustand. Mit den Voraussetzungen nach Abschn. 5.9.2 läßt sich der thermische Zwang am Rißquerschnitt aus den folgenden Bedingungen berechnen:

1. Verträglichkeit in der Stabachse 1:

$$\epsilon_{s\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z} = \epsilon_{b\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{b\vartheta z} \quad (5.44)$$

2. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$2.1 \quad \frac{\bar{\epsilon}_0 - \bar{\epsilon}_R}{d - H_R} = \frac{\bar{\epsilon}_{b\vartheta z} - \bar{\epsilon}_R}{d - H_R - d_1} \quad (5.45)$$

$$2.2 \quad \frac{\bar{\epsilon}_0 - \bar{\epsilon}_{s2}}{d - d_2} = \frac{\bar{\epsilon}_0 - \bar{\epsilon}_R}{d - H_R} \quad (5.46)$$

3. Kräftegleichgewicht $\Sigma H = 0$:

$$\bar{\epsilon}_{s9z} \cdot E_{s9} \cdot A_{s1} + \bar{\epsilon}_{s2} \cdot E_{s9} \cdot A_{s2} + \frac{\bar{\epsilon}_o + \bar{\epsilon}_R}{2} \cdot b \cdot (d - H_R) \cdot E_{b9} = 0 \quad (5.47)$$

4. Momentengleichgewicht $\Sigma M^{(2)} = 0$: (5.48)

$$\bar{\epsilon}_{s9z} \cdot E_{s9} \cdot A_{s1} \cdot (h - d_1) + \frac{\bar{\epsilon}_o + \bar{\epsilon}_R}{2} \cdot b \cdot (d - H_R) \cdot E_{b9} \cdot \left(\frac{d - H_R}{3} \cdot \frac{\bar{\epsilon}_R + 2\bar{\epsilon}_o}{\bar{\epsilon}_R + \bar{\epsilon}_o} + H_R - d_2 \right) = 0$$

Zur Berechnung der fünf Unbekannten $\bar{\epsilon}_{b9z}$, $\bar{\epsilon}_{s9z}$, $\bar{\epsilon}_o$, $\bar{\epsilon}_R$, $\bar{\epsilon}_{s2}$ stehen fünf voneinander unabhängige Gleichungen zur Verfügung, womit das Gleichungssystem eindeutig lösbar ist.

Man erhält die folgende Lösung:

Mit den Beiwerten

$$A_9 = E_{b9} \cdot b \cdot d \left[\frac{-\beta_1 \cdot \mu_1 \cdot n_9}{1 - \delta} - \frac{\lambda \cdot \mu_2 \cdot n_9}{1 - \delta} - \frac{1}{2} (1 - \delta) \right]$$

$$B_9 = n_9 \cdot E_{b9} \cdot \mu_1 \cdot b \cdot d \cdot \Delta \epsilon_{90}$$

$$C_9 = E_{b9} \cdot b \cdot d \left[n_9 \cdot \mu_1 - \frac{n_9 \cdot \mu_1 \cdot \beta}{1 - \delta} + n_9 \cdot \mu_2 - \frac{n_9 \cdot \mu_2 \cdot \lambda}{1 - \delta} + \frac{1}{2} (1 - \delta) \right]$$

$$D_9 = \frac{1}{6} (1 - \delta) (2 + \delta - 3\beta_2)$$

$$E_9 = n_9 \cdot \mu_1 \cdot (\lambda - \beta_1) \frac{\beta_1 + \delta - 1}{1 - \delta}$$

$$F_9 = n_9 \cdot \mu_1 \cdot \beta_1 \frac{\lambda - \beta_1}{1 - \delta}$$

$$G_9 = \frac{1}{6} (1 - \delta) (2\delta + 1 - 3\beta_2)$$

ergibt sich:

$$\bar{\epsilon}_R = \frac{b \cdot d^2 \cdot E_{b\beta} \left(\frac{B_\beta \cdot D_\beta - B_\beta \cdot E_\beta}{C_\beta} \right) - B_\beta \cdot d (\lambda - \beta_1)}{b \cdot d^2 \cdot E_{b\beta} \left(\frac{A_\beta \cdot E_\beta - A_\beta \cdot D_\beta}{C_\beta} - F_\beta - G_\beta \right)} \quad (5.49)$$

$$\bar{\epsilon}_o = \frac{\bar{\epsilon}_R \cdot A_\beta + B_\beta}{C_\beta} \quad (5.50)$$

$$\bar{\epsilon}_{s2} = \bar{\epsilon}_o - (\bar{\epsilon}_o - \bar{\epsilon}_R) \frac{\lambda}{1 - \delta} \quad (5.51)$$

$$\bar{\epsilon}_{s\beta z} = \bar{\epsilon}_o + (\bar{\epsilon}_R - \bar{\epsilon}_o) \frac{\beta}{1 - \delta} - \Delta \epsilon_{\beta 0} \quad (5.52)$$

$$\bar{\epsilon}_{b\beta z} = \bar{\epsilon}_{s\beta z} + \Delta \epsilon_{\beta 0} \quad (5.53)$$

$$\bar{\epsilon}_{mR} = \bar{\epsilon}_o + \frac{\bar{\epsilon}_{s2} - \bar{\epsilon}_o}{2\lambda} \quad (5.54)$$

$$\bar{\kappa}_R = \frac{\bar{\epsilon}_o - \bar{\epsilon}_{s2}}{\lambda \cdot d} \quad (5.55)$$

$$\bar{\sigma}_{bR} = \bar{\epsilon}_R \cdot E_{b\beta} \quad (5.56)$$

$$\bar{\sigma}_{bo} = \bar{\epsilon}_o \cdot E_{b\beta} \quad (5.57)$$

$$\sigma_{s\beta z} = \bar{\epsilon}_{s\beta z} \cdot E_{s\beta} \quad (5.58)$$

$$\sigma_{b\beta z} = \bar{\epsilon}_{b\beta z} \cdot E_{b\beta} \quad (5.59)$$

$$\bar{\sigma}_{s2} = \bar{\epsilon}_{s2} \cdot E_{s\beta} \quad (5.60)$$

In den Bildern 5.15 bis 5.18 ist das Ergebnis des vorgestellten Rechenmodells für die Versuchskörper BT2 und BT4 ($\mu = 0,50 \%$, $\vartheta = -170 \text{ }^\circ\text{C}$ bzw. $\mu = 0,75 \%$, $\vartheta = -170 \text{ }^\circ\text{C}$) aufgetragen.

Das Bild 5.15 zeigt die thermische Stahlzwangspannung der Druckbewehrung in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe. Im Bereich der bezogenen Rißtiefe $\delta = H_R/d$ von 0,1 bis 0,6 ist die Stahlzwangspannung nahezu konstant. Mit wachsender bezogener Rißtiefe fällt die Stahlzwangspannung vergleichsweise stark ab. Der Bewehrungsgrad hat - wie im Zustand I - nur einen geringen Einfluß auf die Stahlzwangspannung. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß für bau-

praktisch interessierende Rißtiefen ($\delta = 0,2 - 0,9$) die Zwangspannung der Druckbewehrung Werte von ca. + 200 bis + 280 N/mm² (Zug) annimmt. Die Zwangspannung der Druckbewehrung ist demnach im Rißquerschnitt (Zustand II) von gleicher Größenordnung wie die für den Zustand I ermittelte.

Die Verteilung der thermischen Betonzwangspannung im Betonquerschnitt oberhalb der Rißwurzel ist dem Bild 5.16 zu entnehmen. Bei kleinen bezogenen Riß-tiefen ergeben sich unabhängig vom Bewehrungsgrad an der Rißwurzel positive Betonzwangspannungen von ca. + 2,5 N/mm² (Zug). Die Betonzwangspannungen am Druckrand betragen bei einer bezogenen Rißtiefe von $\delta = 0,9$ bei einem Be-wehrungsgrad $\mu = 0,50$ % ca. - 12 N/mm² (Druck), bei einem $\mu = 0,75$ % ca. - 15 N/mm² (Druck).

Die "Restspannung $\bar{\sigma}_{s2}$ " in der Bewehrungslage 2 erreicht infolge thermischen Zwangs im Rißquerschnitt bei mittleren bezogenen Riß-tiefen Werte von ca. + 35 N/mm² (Zug), bei einer bezogenen Rißtiefe von $\delta = 0,9$ Werte von ca. - 15 N/mm² (Druck, Bild 5.17/).

Aus der Dehnungsverteilung im Rißquerschnitt resultiert eine Krümmung infolge thermischen Zwangs (Bild 5.14). Der Verlauf der Krümmung in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe ist im Bild 5.18 dargestellt. Es wird deutlich, daß die Krümmung im Rißquerschnitt infolge thermischen Zwangs mit wachsendem Be-wehrungsgrad zunimmt. Die Krümmungen haben das gleiche Vorzeichen wie die Krümmungen aus der Lastbeanspruchung. Sie nehmen Werte an von ca. - 0,6 bis - 1,4 · 10⁻⁶ 1/mm.

Im folgenden wird die Beanspruchung des Rißquerschnitts infolge inneren ther-mischen Zwangs zusammenfassend für die Bewehrungsgrade $\mu = 0,50$ % und $\mu = 0,75$ % dargestellt, wobei von einer in den Versuchen bei abgeschlossenem Riß-bild beobachteten Rißtiefe der Hauptrisse von ca. 30 cm ($\delta = 30/40 = 0,75$) ausgegangen wird:

- | | | |
|-------------------------------------|---------------------|---|
| - Stahlzwangspannung: | σ_{s2z} | = + 245 bis + 265 N/mm ² (Zug) |
| - Betonzwangspannungen: | $\bar{\sigma}_{bo}$ | = - 7 bis - 9 N/mm ² (Druck) |
| | $\bar{\sigma}_{bR}$ | = - 5 bis - 7 N/mm ² (Druck) |
| - Restspannung in Bewehrungslage 2: | $\bar{\sigma}_{s2}$ | = + 5 N/mm ² (Zug) |
| - Krümmung: | $\bar{\kappa}_R$ | = - 0,7 bis - 1,0 · 10 ⁻⁶ 1/mm |

5.9.6 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft für Zustand II bei RT und TT

Zur Berechnung der Zusammenhänge zwischen Schnittgrößen, Verformungen und Spannungen im Rißquerschnitt wird von folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

- dreieckförmige Spannungsverteilung in der Biegedruckzone
- Vernachlässigung des Zugspannungskeils unterhalb der Nulllinie
- linear-elastisches Werkstoffgesetz
- weitere Voraussetzungen s. Abschnitt 5.9.2

Damit gelingt die Formulierung von geschlossenen Ausdrücken für die Schnittgrößen. Der Beanspruchungszustand im Rißquerschnitt (Bild 4.19) läßt sich damit aus den folgenden Bedingungen ermitteln:

1. Werkstoffgesetz:

$$\sigma_{s2R} = \epsilon_{s2R} \cdot E_{s3} \quad (5.61)$$

$$\sigma_{s1R} = \epsilon_{s1R} \cdot E_{s3} \quad (5.62)$$

$$\sigma_{b1R} = \epsilon_{b1R} \cdot E_{b3} \quad (5.63)$$

2. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$\epsilon_{s2R} = \epsilon_{b1R} \left(1 - \frac{\lambda}{\xi}\right) \quad (5.64)$$

$$\epsilon_{s1R} = \epsilon_{b1R} \left(1 - \frac{\beta_1}{\xi}\right) \quad (5.65)$$

3. Gleichgewicht $\Sigma H = 0$:

$$N - \sigma_{s1R} \cdot A_{s1} - \sigma_{s2R} \cdot A_{s2} - \frac{1}{2} \sigma_{b1R} \cdot x \cdot b = 0 \quad (5.66)$$

4. Gleichgewicht $\Sigma M = 0$:

$$M - \sigma_{s2R} \cdot A_{s2} \cdot z_{s2} + \sigma_{s1R} \cdot A_{s1} \cdot z_{s1} + \frac{1}{2} \sigma_{b1R} \cdot b \cdot x \left(\frac{d}{2} - \frac{x}{3}\right) = 0 \quad (5.67)$$

Dieses Gleichungssystem ist nur iterativ lösbar. Durch Einsetzen der Gln. (5.61) bis (5.65) in Gl. (5.66) und unter Berücksichtigung der bezogenen Größen erhält man:

$$\xi = \frac{\bar{N} - n_g \cdot E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R}} + \sqrt{\left[\frac{\bar{N} - n_g \cdot E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R} (\mu_1 + \mu_2)}{E_{bg} \cdot \epsilon_{b1R}} \right]^2 + 2n_g (\mu_1 \cdot \beta_1 + \mu_2 \cdot \lambda)} \quad (5.68)$$

Entsprechend erhält man aus Gl. (5.67):

$$\epsilon_{b1R} = \frac{\bar{M}}{E_{bg} \left[n_g \cdot \mu_2 \cdot \eta_{s2} \left(1 - \frac{\lambda}{\xi} \right) - n_g \cdot \mu_1 \cdot \eta_{s1} \left(1 - \frac{\beta_1}{\xi} \right) - \xi \left(\frac{1}{4} - \frac{\xi}{6} \right) \right]} \quad (5.69)$$

Es wird folgender Iterationsweg vorgeschlagen: Zunächst wird mit einem geschätzten Wert ϵ_{b1R} über Gl. (5.68) die Nulllinienlage ξ berechnet. Durch Einsetzen von ξ in Gl. (5.69) erhält man einen verbesserten Wert ϵ_{b1R} , der wiederum in Gl. (5.68) eingesetzt werden kann usw.

Mit den nun bekannten Werten ϵ_{b1R} und ξ und den Gln. (5.61) bis (5.65) lassen sich alle Dehnungen, Spannungen und Kräfte infolge Biegung und Normalkraft im Rißquerschnitt ermitteln.

Weitere maßgebende Verformungen:

$$\kappa_R = \frac{\epsilon_{b1R} - \epsilon_{s2R}}{h} \quad \text{Krümmung im Riß} \quad (5.70)$$

$$\epsilon_{mR} = \epsilon_{b1R} + \frac{\epsilon_{s2R} - \epsilon_{b1R}}{2\lambda} \quad \text{Mittendehnung im Riß} \quad (5.71)$$

5.9.7 Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge Biegung und Normalzugkraft sowie infolge inneren thermischen Zwangs für Zustand II

Wie in Abschnitt 5.9.5 schon beschrieben, wird der eingerissene Stahlbetonquerschnitt durch thermische Zwangsspannungen infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens der Baustoffe Stahl und Beton beansprucht. Diese Beanspruchung ist zur Nachrechnung der Versuchsergebnisse mit der Beanspruchung infolge Biegung und Normalkraft zu überlagern. Um bei der Überlagerung die Abhängigkeit der thermischen Zwangbeanspruchung von der Rißtiefe zu berücksichtigen, wird von der folgenden Näherung ausgegangen:

Zunächst wird die Dehnungsverteilung im eingerissenen Querschnitt infolge Biegung und Normalkraft ermittelt. Es wird nun angenommen, daß sich eine Rißtiefe einstellt, die sich vom Betonaußenrand 2 bis zur Nulllinie erstreckt. Auf diese Weise wird eine Rißtiefe zur Bestimmung des inneren thermischen Zwangs im Rißquerschnitt vorgegeben. Das Ergebnis wird schließlich nach dem Superpositionsprinzip mit dem Beanspruchungszustand infolge Biegung und Normalkraft überlagert.

Die beschriebene Näherungslösung ist aus zwei Gründen gerechtfertigt:

1. Vergleichende Berechnungen haben ergeben, daß die Höhe des Zugspannungskeils zwischen der Rißwurzel und der Nulllinie unter Ansatz der maximalen Zugdehnungen des Betons bei tiefen Temperaturen ca. 2 cm beträgt. Die Rißtiefe wird bei dem Näherungsansatz demnach geringfügig zu hoch angesetzt. Nach den Bildern 5.15 bis 5.18 ist der Einfluß dieser Ungenauigkeit auf das Rechenergebnis vernachlässigbar klein.
2. Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Verformungen infolge Biegung und Normalkraft wesentlich größer sind als die Verformungen im Rißquerschnitt infolge inneren thermischen Zwangs.

Mit den Ausführungen gemäß Abschnitt 5.9.5 bis 5.9.6 ergibt sich schematisch die im Bild 5.20 dargestellte Beanspruchung im Rißquerschnitt infolge inneren thermischen Zwangs und infolge Biegung und Normalkraft.

Zusammenfassung der Beanspruchung infolge thermischen Zwangs und Last:

$$\text{Stabachse 2:} \quad \sigma_{s2}^{II} = \bar{\sigma}_{s2} + \sigma_{sN}^{II} + \sigma_{sM}^{II} \quad (5.72)$$

$$\epsilon_{s2}^{II} = \bar{\epsilon}_{s2} + \epsilon_{sN}^{II} + \epsilon_{sM}^{II} \quad (5.73)$$

$$\text{Stabachse 1:} \quad \sigma_{s3}^{II} = \sigma_{s3z}^{II} + \sigma_{sN}^{II} + \sigma_{sM}^{II} \quad (5.74)$$

$$\epsilon_{s3}^{II} = \bar{\epsilon}_{s3z}^{II} + \epsilon_{sN}^{II} + \epsilon_{sM}^{II} \quad (5.75)$$

$$\text{Beton in der Zugzone:} \quad \sigma_{b3}^{II} = 0 \quad (5.76)$$

$$\epsilon_{b3}^{II} = \epsilon_{b30} \quad (5.77)$$

$$\text{Beton am Druckzonenrand:} \quad \sigma_{b0}^{II} = \bar{\sigma}_{b0} + \sigma_{bN}^{II} + \sigma_{bM}^{II} \quad (5.78)$$

$$\epsilon_{b0}^{II} = \epsilon_{b30} + \bar{\epsilon}_0 + \epsilon_{bN}^{II} + \epsilon_{bM}^{II} \quad (5.79)$$

5.10 Versuchsergebnisse

5.10.1 Maßgebende Beanspruchung im Meßbereich infolge der Biegebeanspruchung

Wie schon im Abschnitt 5.6 beschrieben, wird bei dem gewählten System der Versuchskörper (Einfeldträger mit beidseitigem Kragarm) das konstante Moment im Meßbereich durch Vertikalkräfte an den Kragarmenden erzeugt. Bei der Ermittlung der Biegezugfestigkeit der Versuchskörper wurde die Biegebeanspruchung im Meßbereich infolge Eigengewicht berücksichtigt. Vergleichende Berechnungen haben ergeben, daß die Biegebeanspruchung infolge Eigengewicht gegenüber der Biegebeanspruchung infolge der planmäßig aufgetragenen Vertikalkräfte vernachlässigbar klein ist. Bei allen weiteren Untersuchungen wurde deshalb das Eigengewicht nicht weiter berücksichtigt.

5.10.2 Temperaturverteilung im Betonquerschnitt während der Abkühlung

Die Abkühlungsgeschwindigkeiten wurden gemäß den Angaben in Abschn. 5.7.6 gewählt. Das Bild 5.21 zeigt die Temperaturfelder auszugsweise für die Kerntemperaturen $\vartheta = -52\text{ °C}$ und $\vartheta = -140\text{ °C}$.

5.10.3 Innerer thermischer Zwang infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl – Versuchsergebnisse

Die Messung der freien thermischen Dehnungen der Baustoffe erfolgte an gesondert hergestellten Prüfkörpern. Die Dehnungen infolge inneren thermischen Zwangs bei Abkühlung von Stahlbetonstäben können nicht gemessen werden. Nach Abkühlung des Versuchskörpers und vor Beginn des Biegeversuchs wurde stets der Null-Abgleich aller Meßkanäle vorgenommen.

Die Dehnungen infolge inneren thermischen Zwangs wurden mittelbar aus den Versuchsergebnissen ermittelt, wobei der im folgenden beschriebene Weg gegangen wurde: Im Bild 5.22 ist der Zusammenhang zwischen dem Biegemoment und der Stahldehnung der Bewehrungslage 2 (Zugzone) schematisch dargestellt. Zur Ermittlung der thermischen Stahlzwangdehnung ist einerseits die Kennlinie des nackten Stahls maßgebend, die das Meßergebnis der Stahldehnungen mittels DMS im Sollriß nach dem Null-Abgleich wiedergibt, andererseits die Kennlinie, die das theoretische Ergebnis der Stahldehnungen im Sollriß bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs darstellt. Der Versatz der beiden Kennlinien entspricht der thermischen Stahlzwangdehnung $\bar{\epsilon}_{s\varnothing z}$. Diese kann nach dem Einreißen des Sollrißquerschnitts aus der Differenz der berechneten Stahldehnung $\epsilon_{s\varnothing}^{II}$ nach Gl. (5.73) und aus der mit DMS gemessenen Stahldehnungen im Sollrißquerschnitt ermittelt werden:

$$\bar{\epsilon}_{s\varnothing z} = \epsilon_{s\varnothing}^{II} - \epsilon_{s\varnothing, DMS}^{II} \quad (5.80)$$

$\epsilon_{s\varnothing}^{II}$ = Stahldehnung in der Zugzone im Zustand II nach Gl. (5.73)

$\epsilon_{s\varnothing, DMS}^{II}$ = im Sollriß gemessene Stahldehnung in der Zugzone im Zustand II

Das Bild 5.22 zeigt, wie sich die thermische Stahlzwangdehnung nach der vorgestellten Lösung grafisch aus dem im Sollriß gemessenen Stahldehnungsverlauf ermitteln läßt. Zunächst verlängert man den nahezu geradlinigen im Zustand II gemessenen ϵ_s -Verlauf bis zum Schnittpunkt der ϵ_{s2R} -Achse. Entsprechend wird mit dem rechnerischen $\epsilon_{s\varnothing}^{II}$ -Verlauf verfahren. Der Abstand der beiden Schnittpunkte auf der ϵ_{s2R} -Achse entspricht der thermischen Stahlzwangdehnung $\bar{\epsilon}_{s\varnothing z}$. Auf diese Weise wird in den Bildern 5.25 bis 5.28 die thermische

Stahlzwangdehnung der Versuchskörper BT1 bis BT4 grafisch abgeleitet. Die Stahldehnung im Sollriß wurde an zwei Stellen gemessen. Die Streuungen der Meßergebnisse sind im wesentlichen auf die nicht genaue zentrische Lage der DMS im Sollriß zurückzuführen. Zur Auswertung wurde vom Mittelwert ausgegangen.

In Tabelle 5.4 ist das Ergebnis der in den Versuchen mittelbar gemessenen thermischen Zwangbeanspruchung der Versuchskörper zusammengestellt. In den RT-Versuchskörpern herrscht kein Zwang. Bei den TT-Versuchskörpern beträgt die thermische Stahlzwangspannung im Zustand I ca. + 250 bis + 270 N/mm² (Zug), die Vorspannung des Betons ca. - 2,7 bis - 3,8 N/mm² (Druck). Hieraus resultieren thermische Zwangdehnungen $\bar{\epsilon}_{s\vartheta Z} \approx + 1,1 \text{ ‰}$ und $\bar{\epsilon}_{b\vartheta Z} \approx - 0,12 \text{ ‰}$. Im Mittel ist die im Versuch mittelbar gemessene Zwangbeanspruchung ca. 7 % kleiner als die berechnete. Diese Abweichung ist auf unterschiedliche Betonfeuchten von Versuchskörper und Begleitkörper zurückzuführen, an dem die freie thermische Betondehnung gemessen wurde.

Bei der Nachrechnung der Versuchsergebnisse wurde von der inneren thermischen Zwangbeanspruchung ausgegangen, die mittelbar aus den Versuchsergebnissen abgeleitet wurde (aktuelle Zwangbeanspruchung, Tab. 5.4).

Aufgrund des Null-Abgleichs vor der Biege- und Normalkraftbeanspruchung der Versuchskörper sind zur Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs beim Auftragen der Meßergebnisse folgende Korrekturen vorzunehmen:

- Stahldehnung ϵ_s in der Bewehrungslage 2 (Zugzone):
Verschiebung der Meßwerte um das Maß der Stahlzwangdehnung $\bar{\epsilon}_{s\vartheta Z}$ (Zustand I) in den Zugbereich (Bild 5.22)
- Stahlzwangdehnung ϵ_s in der Bewehrungslage 1 (Druckzone):
Verschiebung der Meßwerte um das Maß der Stahlzwangdehnung $\bar{\epsilon}_{s\vartheta Z}$ (Zustand I) in den Zugbereich (Bild 5.24)
- Betondehnung ϵ_b und mittlere Dehnung ϵ_m :
Verschiebung der Meßwerte um das Maß der Betonzwangdehnung $\bar{\epsilon}_{b\vartheta Z}$ (Zustand I) in den Druckbereich (Bilder 5.23, 5.24)

5.10.4 Stahldehnungen in der Zugzone

In den Bildern 5.25 bis 5.28 sind die gemessenen Stahldehnungen an den Sollrissen sowie die mittlere Stahldehnung in der Zugzone in Abhängigkeit vom Biegemoment aufgetragen. In Abschn. 5.10.3 wurde aus diesen Darstellungen die aktuelle thermische Zwangbeanspruchung der Versuchskörper abgeleitet. Die thermischen Zwangdehnungen sind in den aufgetragenen Meßwerten nicht enthalten. Zum einen ist die mittlere Stahldehnung angegeben, die vom Wegaufnehmer in Achse des gezogenen Stahls gemessen wurde, zum anderen die mittlere Stahldehnung, die sich aus den gemessenen Randdehnungen ϵ_{b1m} (Druckrand und ϵ_{b2m} (Zugrand) unter Annahme einer linearen Dehnungsverteilung zu

$$\epsilon_{s2m} = \epsilon_{b1m} - (\epsilon_{b1m} - \epsilon_{b2m}) h / d \quad (5.81)$$

berechnen läßt. Die Übereinstimmung beider Werte ist befriedigend, so daß die Annahme der linearen Dehnungsverteilung zur Berechnung von Verformungen über große Meßlängen hinweg berechtigt ist.

Neben den zuvor genannten Meßwerten sind zusätzlich die rechnerischen $M-\epsilon_s$ -Linien für den Zustand I sowie für den Zustand II ("nackter" Bewehrungsstahl) eingezeichnet. Die Dehnungsdifferenz ($\epsilon_s^{II} - \epsilon_{sm}$) ist ein Maß für die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen.

Die Bilder 5.29 und 5.30 zeigen die gemessenen Stahldehnungen in den Sollrissen sowie die mittlere Stahldehnung der Biegezugbewehrung unter Berücksichtigung der thermischen Zwangbeanspruchung (s. Abschn. 5.10.3).

Der Verlauf der $M-\epsilon_{s2m}$ -Linien läßt sich wie folgt beschreiben: die mittels DMS gemessenen Stahldehnungen in den Sollrissen folgen im Zustand I den mittleren Stahldehnungen. Dies gilt bei den TT-Versuchskörpern nur für die Darstellung der Dehnungen infolge Lastbeanspruchung ohne thermischen Zwang (Bilder 5.29, 5.30). Der Zustand I endet, sobald der 1. Sollriß aufgeht. Nach der Rißbildung an der Sollrißstelle rückt die $M-\epsilon_{s2R}$ -Linie deutlich von der $M-\epsilon_{s2m}$ -Linie ab. Kurz darauf öffnet sich auch der 2. Sollriß. Weitere Risse außerhalb der Sollrißstellen treten erst bei höheren Biegemomenten auf,

da an diesen Stellen ein ungeschwächter Betonquerschnitt zur Verfügung steht. Der Kurvenverlauf wird mit weiterer Rißbildung zunehmend flacher und nähert sich bei Betrachtung der rein lastabhängigen Dehnungen (Bilder 5.25 bis 5.28) der rechnerischen Linie für den Zustand II an. Es fällt auf, daß der Kurvenverlauf der mittleren Dehnungen im Rißbildungsbereich bei RT einen Wendepunkt hat. Bei den TT-Versuchen dagegen wechselt das Vorzeichen der Krümmung nicht.

Wie schon beschrieben, wurde die Biegebeanspruchung weggesteuert aufgebracht. Bei einigen Rißlasten konnten die hierbei typischen Kraftabfälle beobachtet werden. Die Kraftabfälle überschritten in keinem Fall ca. 1,5 kN und waren damit vergleichsweise klein.

Der Vergleich der Meßergebnisse zeigt deutlich den versteifenden Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verformungsverhalten und auf die Zunahme der aufnehmbaren Biegebeanspruchung im Tieftemperaturbereich. Über den Einfluß der Parameter Tieftemperatur und Bewehrungsgrad auf die Versuchsergebnisse, insbesondere auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen, wird in den Abschnitten 5.10.6 und 5.10.7 berichtet.

Bei allen Versuchskörpern ist die Anpassung der rechnerischen $M-\epsilon_{s2m}$ - bzw. $M-\epsilon_{s2R}$ -Linien nach Abschn. 5.9 an die Versuchsergebnisse als gut zu bezeichnen.

5.10.5 Dehnungen in der Druckzone

Die Entwicklung der Betonranddehnung und der Dehnung in Achse der Druckbewehrung mit zunehmender Biegebeanspruchung ist in den Bildern 5.31 bis 5.36 angegeben. Der Einfluß des thermischen Zwangs ist in den Darstellungen berücksichtigt. Außerdem sind die entsprechenden rechnerischen Linien der Zustände I und II aufgetragen. Auf den zusätzlich dargestellten rechnerischen Ansatz der mittleren Betonranddehnung im Rißbildungsbereich wird in Abschn. 5.11.4 eingegangen.

Im Zustand I nimmt die gemessene mittlere Betonranddehnung (Bilder 5.31, 5.32, 5.34, 5.35) mit steigender Biegebeanspruchung annähernd linear zu. Im Bereich der Rißbildung ist bei allen Versuchskörpern eine vermehrte Zunahme der Betonranddehnungen zu verzeichnen. Entsprechend den gemessenen Zugdehnungen

(Abschn. 5.10.4) weist der Verlauf der Betonranddehnungen der TT-Versuchskörper im Rißbildungsbereich im Gegensatz zu den RT-Versuchen keinen Wendepunkt auf. Bei Annäherung an das Versagen der Versuchskörper wachsen die Betonranddehnungen progressiv an. Die Versuchsergebnisse können im Zustand I und II mit dem Rechenmodell gemäß Abschn. 5.9 befriedigend genau beschrieben werden.

Die Zunahme der Stahldehnungen der Druckbewehrung ist über den gesamten Beanspruchungsbereich hinweg bei den RT-Versuchskörpern nahezu linear (Bild 5.31, 5.34). Bei den TT-Versuchen existiert eine annähernde Linearität nur im ungerissenen Zustand (Bild 5.33, 5.36). Mit zunehmender Beanspruchung nähert sich der ϵ_{s1R} -Verlauf zunehmend der Kennlinie für den "nackten Zustand II". Diese Beobachtung bestätigt den theoretischen Ansatz für den thermischen Zwang im Rißquerschnitt nach Abschn. 5.9.5. Hiernach nimmt die thermische Zwangbeanspruchung der Druckbewehrung (Zug) mit zunehmender Rißtiefe geringfügig ab (Bild 5.15). Weiterhin fällt bei den TT-Versuchen auf, daß bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs die Druckbewehrung der Versuchskörper auch bei hoher Lastbeanspruchung noch unter Zug steht. Bei Erreichen der Fließgrenze beträgt die resultierende Dehnung der Druckbewehrung ca. + 0,3 bis + 0,4 ‰.

5.10.6 Mittlere Krümmungen, Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

Die Meßergebnisse der mittleren Krümmung wurden für alle Versuchskörper auf drei unterschiedlichen Wegen abgeleitet:

- mittlere Krümmung aus den mittleren Dehnungen an den Außenrändern des Versuchskörpers

$$\kappa_m = \frac{\epsilon_{b1m} - \epsilon_{b2m}}{d} \quad (5.82)$$

- mittlere Krümmung aus der mittleren Dehnung in Höhe der Zugbewehrung und aus der mittleren Dehnung am Außenrand der Druckzone

$$\kappa_m = \frac{\epsilon_{b1m} - \epsilon_{s2m}}{h} \quad (5.83)$$

- mittlere Krümmung aus der Mittendurchbiegung

Die Biegelinie besitzt im Bereich $M = \text{const}$ die Form einer quadratischen Parabel. Unter Anpassung der Lagerungsbedingungen der Versuchskörper erhält man die mittlere Krümmung in Abhängigkeit von der Mittendurchbiegung f zu

$$\kappa_m = \frac{-f}{551,25} \cdot 10^3 \quad (5.84)$$

κ_m in $1/\text{mm}$
 f in mm

In den Bildern 5.37 bis 5.40 sind die gemessenen mittleren Krümmungen nach den Gln. (5.82) bis (5.84) in Abhängigkeit vom Biegemoment dargestellt. Die Übereinstimmung der gemessenen mittleren Krümmungen ist gut. In der folgenden Diskussion wird nur die gemessene mittlere Krümmung nach Gl. (5.83) betrachtet.

Der gemessene Momenten-Krümmungs-Verlauf läßt sich für alle Versuchskörper folgendermaßen charakterisieren: linearer Anstieg im ungerissenen Zustand, Ende des Zustands I nach Rißbildung an den Sollrißstellen, "Erstrißbildung" im ungeschwächten Stabbereich mit anschließender progressiver Krümmungsentwicklung (Rißbildungsbereich); Annäherung der gemessenen $M-\kappa_m$ -Linie an die rechnerische $M-\kappa_R$ -Linie des "nackten" Zustands II (abgeschlossenes Rißbild), Zunahme der mittleren Krümmung bei Erreichen der Streckgrenze im gezogenen Stahl. Die TT-Versuche zeigen wieder - in Konsequenz zu den mittleren Dehnungen - den gegenüber den RT-Versuchen veränderten Verlauf der Meßlinien im Rißbildungsbereich (s. Abschn. 5.10.4, 5.10.5).

Zusätzlich sind in den Bildern die rechnerischen Kennlinien für Zustand I und II sowie bei den TT-Versuchskörpern der rechnerische Krümmungsanteil infolge des inneren thermischen Zwangs nach Abschn. 5.9 für den vollständig gerissenen Querschnitt angegeben.

Die Differenz zwischen der Krümmung im Rißquerschnitt und der gemessenen mittleren Krümmung ist ein Maß für die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. Die Neigung der $M-\kappa_m$ -Linie entspricht der Biegesteifigkeit:

$$K_B = E \cdot J = \frac{M}{\kappa_m} \quad (5.85)$$

Die Bilder 5.41 und 5.42 zeigen den Einfluß tiefer Temperaturen auf die mittlere Krümmung und die Mitwirkung des Betons. Tiefe Temperaturen erhöhen die Biegesteifigkeit und die Mitwirkung des Betons in einem ausgeprägten Maß.

Bei RT nimmt die Mitwirkung des Betons auf Zug bekanntermaßen mit wachsendem Bewehrungsgrad ab. Dies wird durch die Meßergebnisse der RT-Versuche bestätigt (Bild 5.43). Allerdings ist der Einfluß auf die Mitwirkung aufgrund des relativ kleinen Unterschieds der gewählten Bewehrungsgrade ($\mu = 0,50; 0,75 \%$) gering. Bei TT fällt der Einfluß des Bewehrungsgrades auf die Mitwirkung des Betons auf Zug noch weiter zurück (Bild 5.44).

Zur Erhärtung ist in den Bildern 5.45 bis 5.47 der Zusammenhang zwischen der Stahldehnung im Riß und der mittleren Stahldehnung der Versuchskörper aufgetragen. Der Einfluß des inneren thermischen Zwangs ist dabei berücksichtigt. Die Darstellungen bestätigen die o.g. Ausführungen. Tiefe Temperaturen üben auf die Mitwirkung des Betons auf Zug einen wesentlich größeren Einfluß aus als der Bewehrungsgrad.

5.10.7 Stahldehnungen entlang der Stabachse

Die Stahldehnungen in der Bewehrungslage 2 (Zugzone) wurden an je zwei Meßstäben der Versuchskörper gemessen (s. Abschn. 5.7.2). In den Bildern 5.48 und 5.49 sind die Stahldehnungen entlang der Stabachse für unterschiedliche Laststufen aufgetragen. Bei den TT-Versuchskörpern sind die Stahldehnungen infolge inneren thermischen Zwangs den Stahldehnungen infolge Last superponiert.

Im ungerissenen Zustand ist die Stahldehnung entlang der Stabachse nahezu konstant. Nach weiterer Laststeigerung öffnen sich die Risse an den Sollrißstellen. Die Stahldehnungen in den Sollrissen nehmen deutlich zu. Links und rechts neben den Sollrissen werden die Stahldehnungen durch Einleitung der Zugkraft in den Beton über Verbundwirkung abgebaut. Stabbereiche außerhalb der Einleitungslängen befinden sich noch im ungerissenen Zustand. Bei höherer Biegebeanspruchung treten schließlich auch in diesen Risse auf. Die Stahldehnungen in diesen Rissen und der zugehörige Abbau der Dehnungen in anschließenden Einleitungsbereichen konnten wegen der geringen DMS-Anzahl

nicht exakt erfaßt werden. Bei hoher Beanspruchung bzw. nach nahezu abgeschlossenem Rißbild wird der Dehnungsverlauf bei einigen Versuchskörpern zunehmend gleichmäßiger. Dies ist auf den Abbau der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen zurückzuführen. Bei Erreichen der Streckgrenze nehmen die Stahldehnungen in den Rißquerschnitten progressiv zu.

Der Abbau der Stahldehnungen neben den Rissen ist ein Maß für die Verbundgüte. Betrachtet man den Verlauf der Stahldehnungen neben den Sollrissen für Beanspruchungen, bei denen der ungeschwächte Stabquerschnitt noch ungerissen ist, so wird folgendes deutlich: Tiefe Temperaturen führen zu einem steileren Abfall der Stahldehnungen neben den Rissen und damit zur Versteifung des Verbundes.

5.10.8 Änderung der Biegesteifigkeit durch Rißbildung

Die rechnerische Biegesteifigkeit von Stahlbetonstäben im Zustand I läßt sich berechnen nach:

$$K_{B\text{I}}^I = E_{b\text{I}} \cdot J_{i\text{I}} \quad (5.86)$$

Mit den Versuchsergebnissen läßt sich die Biegesteifigkeit im Zustand I und II wie folgt ermitteln:

$$K_{B\text{I}} = - \frac{M}{\chi_m} \quad (5.87)$$

χ_m = mittlere Krümmung

In Tabelle 5.5 sind die berechneten und gemessenen Biegesteifigkeiten im Zustand I für die Versuchskörper nach den Gl.n. 5.86 und 5.87 zusammengestellt. Die Querschnitts- und Materialkennwerte, die den rechnerischen Biegesteifigkeiten zugrunde liegen, sind in den Tabellen 5.3 und 5.2 enthalten. Die Übereinstimmung der rechnerischen und der aus Versuchsergebnissen ermittelten Biegesteifigkeiten ist gut. Die Biegesteifigkeit von Stahlbetonstäben ist im Zustand I bei TT deutlich höher als bei RT. Der Einfluß des Bewehrungsgrades bei gleicher Temperatur ist dagegen vergleichsweise klein. Dies ist im wesentlichen auf den größeren E-Modul von LB bei TT zurückzuführen. Der Einfluß des

Stahl-E-Moduls auf die Biegesteifigkeitssteigerung bei TT im Zustand I ist dagegen relativ gering, da der Stahl-E-Modul bei TT nur geringfügig ansteigt (ca. 10 %).

Im Bild 5.50 ist die gemessene Biegesteifigkeit der Versuchskörper in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß aufgetragen. Die Berechnung der Biegesteifigkeit im Zustand I wurde nach Gl. (5.86) vorgenommen, die Berechnung der Biegesteifigkeit mit zunehmender Rißbildung erfolgte unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse mit der Gl. (5.87).

Bei Betrachtung von Bild 5.50 fällt auf, daß die Biegesteifigkeit bei RT - unabhängig vom Bewehrungsgrad - im Rißbildungsbereich wesentlich steiler abfällt als bei TT. Unmittelbar vor Erreichen der Streckgrenze ist der Biegesteifigkeitszuwachs infolge TT kleiner als im Zustand I. Die Biegesteifigkeit ist in diesem Beanspruchungsbereich bei den Versuchskörpern mit dem größeren Bewehrungsgrad höher als bei den geringer bewehrten Versuchskörpern. Dies ist - im Gegensatz zum Zustand I - auf den größeren Einfluß der Bewehrungsmenge auf die Biegesteifigkeit im Zustand II zurückzuführen. Dies trifft auch bei TT zu.

In den Bildern 5.51 und 5.52 ist die bezogene Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß aufgetragen. Auf die zusätzlich eingezeichneten rechnerischen Steifigkeitsverläufe wird in Abschnitt 5.11.5 eingegangen.

Die auf die Steifigkeit des Brutto-Querschnitts bezogene Biegesteifigkeit k_B errechnet sich zu

$$k_B = \frac{K_{B9}}{K_{B0}^I} = \frac{K_{B9}}{E_{b9} \cdot J_{b9}} \quad (5.88)$$

Den Absolutwerten entsprechend fallen bei RT auch die bezogenen Biegesteifigkeiten im Rißbildungsbereich steiler ab als bei TT. Unabhängig vom Bewehrungsgrad ist die bezogene Biegesteifigkeit unmittelbar vor Erreichen der Streckgrenze bei RT und TT etwa gleich groß. Die entsprechende bezogene Biegesteifigkeit ist bei höherem Bewehrungsgrad größer als bei geringerem Bewehrungsgrad. Dies gilt bei RT und TT.

5.10.9 Rißbildung

a) Rißbilder nach abgeschlossener Rißbildung

In den Bildern 5.53 bis 5.56 sind die Rißbilder der Versuchskörper nach abgeschlossener Rißbildung aufgetragen. Den Rißbildern sind folgende Riß-typen zu entnehmen:

- Hauptrisse (HR)

Diese Risse verlaufen nahezu normal zur Versuchskörper-Längsachse; sie beginnen am Zugrand der auf Biegung beanspruchten Versuchskörper und enden, unter Berücksichtigung des Zugspannungskeils, vor der Nulllinie.

- Nebenrisse (NR)

Sie gehen vom Zugrand aus, verlaufen unter ca. 45° zur Versuchskörper achse und münden zum Teil in die HR ein. Die NR erreichen nicht die Nulllinie.

- Längsrisse

Sie gehen von HR und NR aus und verlaufen längs der Bewehrungsstabachse.

- Schubrisse

Die Schubrisse resultieren aus schiefen hauptzugspannungen. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wird auf die Schubrißbildung nicht eingegangen.

Im Bereich $M = \text{const}$, $l = 2,10 \text{ m}$, traten bei den Versuchskörpern rd. 14 bis 18 HR auf. Die Risse an den Sollbruchstellen waren in jedem Fall HR. Die Abstände der HR sind bei den TT-Versuchskörpern kleiner als bei den RT-Versuchskörpern. Auf die Rißabstände wird in Abschnitt c) eingegangen. Der Abstand zwischen der Rißwurzel und dem Druckaußenrand ist bei TT größer als bei RT. Der Abstand beträgt bei TT ca. 12 bis 16 cm, bei RT ca. 8 bis 12 cm. Die Vergabelung der HR im Bereich der Rißwurzel ist bei TT ausgeprägter als bei RT. Der Anteil der NR an der Anzahl HR und NR ist bei TT geringfügig kleiner als bei RT.

Längsrisse treten an den Stellen auf, an denen die Ringzugspannungen infolge hoher Verbundbeanspruchung nicht mehr aufgenommen werden können. Die größten Ringspannungen treten an den HR und NR auf. Die Bereiche in der Mitte

zwischen den HR bleiben - mit wenigen Ausnahmen - frei von Längsrissen. Die Längsrißbildung ist bei den RT-Versuchskörpern geringfügig mehr ausgeprägt als bei den TT-Versuchskörpern.

b) Entwicklung des Rißbildes

Die Bilder 5.57 bis 5.60 zeigen den Rißbildungsfortschritt der untersuchten Versuchskörper. Aufgetragen sind die Rißbilder für ausgewählte Laststufen mit der Angabe des zugehörigen Biegemoments. Schließlich ist das abgeschlossene Rißbild dargestellt, wobei für die HR und NR die Laststufe der Rißentstehung und das entsprechende Biegemoment angegeben ist. Einige dicht beieinanderliegende NR konnten nicht eindeutig detektiert werden (s. Abschn. 5.7.5).

Der Rißbildungsfortschritt läßt sich wie folgt darstellen:

- Zunächst öffnen sich die Risse an den Sollbruchstellen. Bei den TT-Versuchskörpern erscheinen die Sollrisse als "kurze" Anrisse am Zugrand, bei den RT-Versuchskörpern reichen die Sollrisse unmittelbar nach der Rißlast etwa bis zur halben Höhe des Versuchskörpers.
- Nach weiterer Laststeigerung reißen die Versuchskörper in ungeschwächten Stabbereichen. Der Ort der Rißbildung ist bei allen Versuchskörpern zufällig. Auch in diesem Belastungsbereich sind die sich unmittelbar nach der Rißöffnung einstellenden Rißtiefen bei den RT-Versuchen deutlich größer als bei den TT-Versuchskörpern.
- Die Entwicklung der Rißtiefe bis zur Einstellung des Endrißbildes ist auch bei zunehmender Beanspruchung bei den TT-Versuchskörpern gegenüber den RT-Versuchskörpern verzögert.
- Es bilden sich zunächst nahezu alle HR, ehe nach weiterer Laststeigerung die ersten NR auftreten. Bei einigen Versuchskörpern folgen nach dem Auftreten erster NR noch ca. 1 bis 3 HR bis zur Einstellung des Endrißbildes. Ähnliche Beobachtungen wurden auch in /4/ gemacht.
- Die Längsrißbildung konnte mit der gewählten Anordnung der Rißdetektoren nicht detektiert werden. Bei den RT-Versuchen konnte festgestellt werden, daß die Längsrißbildung in der Regel nach Einstellung des abgeschlossenen Rißbildes (HR und NR) einsetzte. Es ist zu vermuten, daß dies auch bei tiefen Temperaturen gilt. Zur Bestätigung sind weitere Untersuchungen erforderlich.

In der Tabelle 5.6 sind die Stahlspannungen zusammengestellt, die nach der Erstrißbildung an den Sollrißstellen sowie im ungeschwächten Querschnitt und nach der Einstellung des weitgehend stabilisierten Rißbildes im gezogenen Bewehrungsstahl vorherrschen. Die Stahlspannungen geben die wesentlichen Beanspruchungsgrenzen für die Rißentwicklung an.

c) Rißabstände

Nach Abschn. 5.7.5 wurde die Rißentwicklung auf der Oberseite (Außen-Zugrand) und auf einer Seitenfläche der Versuchskörper gemessen. Die Darstellungen der Endrißbilder zeigen, daß die Anzahl der Risse auf der Oberseite weitgehend der Anzahl der Risse in Höhe der Zugbewehrung entspricht (Bilder 5.53 bis 5.56). Dies wird durch die Rißdetektoren-Messungen der Rißentwicklung bestätigt.

In den Bildern 5.61 und 5.62 sind die mittleren Rißabstände der HR sowie der HR und NR zusammen in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß dargestellt. Der mittlere Rißabstand ergibt sich zu:

$$S_{Rm} = \frac{l_0}{n-1} \quad (5.90)$$

l_0 = Abstand der beiden äußersten Risse im betrachteten Bereich $M = \text{const}$,
 $l = 2,10 \text{ m}$
 n = Anzahl der Risse.

Die Darstellungen veranschaulichen, daß die NR in der Regel nach weitgehend abgeschlossener Hauptrißbildung auftreten. Der vertikale Abstand zwischen der durchgezogenen und der gestrichelten Meßkurve im nahezu horizontalen Kurvenverlauf ist ein Maß für den Anteil der NR an allen Rissen (HR und NR). Aus dem größeren Abstand bei RT geht hervor, daß die anteilige NR-Bildung bei RT ausgeprägter ist als bei TT (s. Abschn. 5.10.9 a).

Die stabilisierten Rißbilder stellen sich bei RT bei Stahlspannungen von ca. 360 bis 380 N/mm² und bei $\vartheta = -170 \text{ °C}$ bei ca. 550 bis 610 N/mm² ein (Tab. 5.6). Nach /12/ ist die Rißbildung umso eher abgeschlossen, je höher der Bewehrungsgrad ist. Diese Tendenz ist - wenn auch nicht sehr ausgeprägt - bei den hier beschriebenen RT- und TT-Versuchen zu beobachten. Das höhere Beanspruchungsniveau bei TT resultiert aus der tieftemperaturbedingten Steigerung der Betonzugfestigkeit.

Im Bild 5.63 und in der Tabelle 5.7 sind die mittleren Endrißabstände zusammengestellt.

Der mittlere Endrißabstand der HR nimmt unabhängig vom Bewehrungsgrad bei TT ab. Bei RT und TT ist der mittlere Endrißabstand der HR bei geringerem Bewehrungsgrad größer als bei höherem Bewehrungsgrad.

Bei der Betrachtung der mittleren Endrißabstände aller Risse (HR + NR) ist festzustellen, daß sich die Abstände bei TT nicht wesentlich von jenen bei RT unterscheiden. Wie zu erwarten, ist bei den geringer bewehrten (größeres d_s/μ_{ef}) Versuchskörpern der mittlere Endrißabstand geringfügig größer als bei den höher bewehrten (geringeres d_s/μ_{ef}) Versuchskörpern. Dies trifft bei RT und TT zu.

d) Rißbreiten

Die Rißbreiten konnten aus versuchstechnischen Gründen nur an den Sollbruchstellen gemessen werden (Abschn. 5.7.4). Die Rißbreitenmessung erfolgte am Zugaußenrand, in Höhe der Zugbewehrung und in einem Abstand von 15 cm vom Zugaußenrand.

Die Bilder 5.64 bis 5.67 zeigen die gemessenen mittleren Rißbreiten im Sollriß in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe. Der vertikale Abstand der drei Meßkurven ist ein Maß für die "Klaffung" des Sollrisses. Die Auswertung aller Rißbreitenmessungen ergibt, daß die Prüftemperatur und der Bewehrungsgrad keinen wesentlichen Einfluß auf die Klaffung bzw. auf die Form des Risses haben.

In den Bildern 5.68 und 5.69 ist die mittlere Rißbreite an den Sollrißstellen (Stablage 2) in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß und von tiefen Temperaturen aufgetragen.

Im Bild 5.70 sind die gemessenen mittleren Rißbreiten unmittelbar nach der Erstrißbildung und nach Einstellung des stabilisierten Rißbildes zusammengestellt.

Es lassen sich folgende Ergebnisse der Rißbreitenmessung angeben:

- Die Rißbreiten sind für gleiche Beanspruchungszustände bei TT deutlich kleiner als bei RT. Der Unterschied ist bei kleinerem Bewehrungsgrad mehr ausgeprägt als bei größerem Bewehrungsgrad.

- Bei RT ist - wie zu erwarten - die Rißbreite bei geringem Bewehrungsgrad (d_s/μ_{ef} groß) deutlich größer als bei höherem Bewehrungsgrad (d_s/μ_{ef} klein). Bei TT besteht dagegen kein Einfluß des Bewehrungsgrades auf die Rißbreite.
- Trotz höherer Erstrißkräfte bei den TT-Versuchskörpern sind die Erstrißbreiten bei TT geringer als bei RT. Dies ist auf die Steigerung der Verbundsteifigkeit infolge TT zurückzuführen.
- Die mittlere Rißbreite kurz vor Erreichen der Streckgrenze ist bei TT kleiner als bei RT. Bei RT liegen die entsprechenden Rißbreiten von Versuchskörpern mit kleinem Verhältnis d_s/μ_{ef} deutlich unter den Rißbreiten von Versuchskörpern mit großem d_s/μ_{ef} . Bei TT kann dieser Unterschied nicht beobachtet werden (Bild 5.70).

5.10.10 Tragfähigkeit der Versuchskörper

Bei den Versuchskörpern wird das Versagen durch Fließen der Biegezugbewehrung eingeleitet. Keiner der Versuchskörper versagte spröde. In der Tab. 5.8 sind die rechnerischen Bruchmomente den im Versuch ermittelten Bruchmomenten gegenübergestellt.

Unter dem rechnerischen Bruchmoment wird hier einheitlich das Biegemoment bei Erreichen der 0,2 %-Dehngrenze in der Biegezugbewehrung verstanden (Tab. 3.1). Die Spannungsverteilung in der Betondruckzone wurde dreieckförmig angenommen (Abschn. 5.9.6). Die Werkstoffeigenschaften von Stahl und Beton wurden temperaturabhängig in die Berechnung eingeführt.

Die Versuche wurden - wie schon erwähnt - abgebrochen, sobald die Biegezugbewehrung die Streckgrenze erreichte. Das Erreichen der Streckgrenze konnte im Versuch neben der Kontrolle der gemessenen Stahldehnungen in den Sollrissen daran festgestellt werden, daß bei der gewählten Wegsteuerung der Pressenkräfte kaum noch wesentliche Laststeigerungen möglich waren. Die maximale Kraft konnte schließlich bis zum anschließenden Kraftabfall nur kurzzeitig gehalten werden. In der Tab. 5.8 sind die entsprechenden Biegemomente gemäß Versuch für die obere (Werte in Klammern) und innere Einhüllende angegeben. Bei den Werten M_u^V bleibt das vernachlässigbar kleine Biegemoment infolge Eigengewicht unberücksichtigt.

Die Tab. 5.8 zeigt eine gute Übereinstimmung der rechnerischen Bruchmomente mit den im Versuch ermittelten Bruchmomenten. Die mittlere Abweichung beträgt ca. 6 bzw. 3 %. Dieses Ergebnis bestätigt die Richtigkeit des im Abschn. 5 vorgestellten Berechnungsmodells.

In der Tab. 5.9 ist die berechnete und die in den Versuchen ermittelte Tragfähigkeitserhöhung der TT-Versuchskörper gegenüber den entsprechenden RT-Versuchskörpern zusammengestellt. Bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ beträgt die Tragfähigkeitserhöhung ca. 65 %.

5.11 Berechnungsmodell

5.11.1 Vorbemerkungen

In den Abschnitten 2, 3 und 4 wurden - auf Versuchsergebnissen aufbauend - Tieftemperaturgesetze zu den Materialeigenschaften von Konstruktionsleichtbeton und Bewehrungsstahl sowie zum Verbundverhalten der beiden Baustoffe bei TT vorgestellt. Ein weiterer wesentlicher Teil des vorliegenden Forschungsvorhabens beschäftigt sich mit der Beanspruchung und der Verformung von Stahlleichtbetonstäben infolge Biegebeanspruchung bei TT. Zur Zeit liegen zahlreiche Ergebnisse und Berechnungsmodelle zu Biegeversuchen bei RT vor, so z.B. in /15, 16, 17, 18/. Entsprechende Untersuchungen bei TT unter Verwendung von Normalbeton werden in /4, 5, 36/ beschrieben.

Bei der Beschreibung des Verhaltens von Stahlleichtbetonstäben bei TT wird im folgenden von den in den Abschn. 2, 3 und 4 aufgeführten TT-Berechnungsmodellen sowie von den o.g. bei RT gültigen Berechnungsmodellen für Stahlbetonstäbe ausgegangen. Soweit erforderlich, werden bei empirisch ermittelten Berechnungsmodellen auch die verwendeten Koeffizienten temperaturabhängig eingeführt.

In Abschn. 5.9 wurde ein Berechnungsmodell zur Beschreibung des inneren thermischen Zwangs infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens der Baustoffe Stahl und Beton sowie zur Beschreibung der Beanspruchung von Stahlbetonbauteilen infolge äußerer Lasten vorgestellt. Die Modellbeschreibung erfolgte gesondert für Stahlleichtbetonstäbe im Zustand I und II. Der Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchsergebnissen ergab bei allen Versuchskör-

pern eine befriedigende Übereinstimmung. Auf weitere Ausführungen zu diesem Thema wird im vorliegenden Abschnitt "Berechnungsmodell" verzichtet.

Die Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs bei der Aufstellung von Berechnungsmodellen erfolgt nach den Ausführungen in Abschn. 5.9.

5.11.2 Biegezugfestigkeit von Stahlleichtbetonstäben bei TT

Um die Rißbildung und Verformung von Stahlleichtbetonstäben bei tiefen Temperaturen analytisch beschreiben zu können, ist die zutreffende Formulierung der Biegezugfestigkeit des Betons bei TT erforderlich. Bekanntlich darf die an kleinen Betonproben unter Laborbedingungen ermittelte Betonbiegezugfestigkeit nicht auf Stahlbetonbauteile in der Baupraxis übertragen werden /21, 25/. Die Bauteildicke, sog. Mischungsstreuungen, und die veränderten Bedingungen, unter denen der Beton auf der Baustelle verarbeitet wird, haben einen wesentlichen Einfluß auf die Betonbiegezugfestigkeit.

Die Betonbiegezugfestigkeit der Versuchskörper - definiert als die maximal aufnehmbare Betonzugspannung am Zugrand des Querschnitts unmittelbar vor der Erstrißbildung - läßt sich wie folgt ermitteln (s. Abschn. 5.9.4):

$$\beta_{BZ,9} = \sigma_{b9z} + \frac{N_R^1}{A_{i9}} + \frac{M_R^1}{W_{i92}} \quad (5.91)$$

σ_{b9z} ist die aktuelle thermische Zwangspannung (Druck) im Beton (Tab. 5.4, Spalte 7), N_R^1 und M_R^1 sind die unmittelbar vor der Rißbildung vorhandenen Schnittgrößen. Bei den hier untersuchten rein biegebeanspruchten Versuchskörpern ist N_R^1 gleich 0 zu setzen. Die Biegebeanspruchung der Versuchskörper infolge Eigengewicht wurde berücksichtigt, indem die tatsächliche Momentenfläche im Meßbereich durch eine rechteckige ersetzt wurde. Die Gleichung wurde für die Erstrißbildung an der Sollbruchstelle sowie für die "Erstrißbildung" im Regelquerschnitt ausgewertet. Die Berücksichtigung der Sollrißstellen bei der Ermittlung der Betonbiegezugfestigkeit bringt einige Ungenauigkeiten mit sich, da nur mit geringer Wahrscheinlichkeit davon ausgegangen werden kann, daß der Sollriß und der Ort der geringsten Biegezugfestigkeit im Versuchskörper zusammenfallen. Das Versuchsergebnis der Betonbiegezugfestigkeit ist im Bild 5.71

aufgetragen. Die Streuung der gemessenen Biegezugfestigkeit ist bei einer Temperatur von - 170 °C besonders groß.

In /21/ wird unter Anwendung statistischer Methoden der Zusammenhang zwischen Würfeldruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit von Beton bei RT beschrieben. Die Streuung der Betonzugfestigkeit wird dabei durch die Angabe der 5 %- und 95 %-Fraktile berücksichtigt. Nach /21/ nimmt die Betonzugfestigkeit bei Bauteildicken in der Größenordnung von ca. 40 cm um 25 % ab. Legt man das mittlere Ergebnis für den Zusammenhang zwischen der an kleinen Betonproben ermittelten Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit ($\beta_{SZ,9} = 0,26 \beta_{c,9}^{2/3}$, s. Bild 2.5) zugrunde, so läßt sich die Biegezugfestigkeit von Stahlleichtbetonbauteilen in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit nach dem folgenden Ansatz berechnen:

$$\beta_{BZ,9,5\%} = 0,194 \cdot \beta_{c,9}^{2/3} \quad (5.92)$$

$$\beta_{BZ,9,m} = 0,324 \cdot \beta_{c,9}^{2/3} \quad (5.93)$$

$$\beta_{BZ,9,95\%} = 0,454 \cdot \beta_{c,9}^{2/3} \quad (5.94)$$

$\beta_{c,9}$ nach Gl. (2.1)

In Bild 5.71 sind der Mittelwert (Gl. (5.93)) und der 5 %-Fraktile-Wert (Gl. (5.92)) der Biegezugfestigkeit den aus den Versuchen ermittelten Betonbiegezugfestigkeiten gegenübergestellt. Die Betonbiegezugfestigkeit der Versuchskörper kann in guter Näherung mit der 5 %-Fraktile der Biegezugfestigkeit nach Gl. (5.92) beschrieben werden. Zusätzlich sind im Bild 5.71 die an kleinen Proben ($\emptyset = 80 \text{ mm}$, $h = 80 \text{ mm}$) ermittelten Spaltzugfestigkeiten bei TT eingetragen. Die Ergebnisse liegen zwischen der rechnerischen Linie der 5 %-Fraktile und dem Mittelwert der Biegezugfestigkeit von LB-Bauteilen.

5.11.3 Stahlspannung vor und nach Erstrißbildung

Zur Berechnung der Schnittkräfte des Erstrißzustands ist der 5 %-Fraktilewert der Biegezugfestigkeit bei TT nach Gl. (5.92) anzusetzen. Im folgenden wird davon ausgegangen, daß unmittelbar vor und nach der Erstrißbildung die Schnitt-

größen N_R^1 und M_R^1 am Stahlbetonquerschnitt angreifen. Nach Gl. (5.40) herrscht dann unmittelbar vor der Erstrißbildung (Zustand I) in der Bewehrungslage 2 die Stahlspannung:

$$\sigma_{s2,2}^I = \sigma_{s2,2} + \frac{N_R^1 \cdot n_s}{A_{is}} + \frac{M_R^1 \cdot n_s}{W_{is,2}} \quad (5.95)$$

N_R^1 und M_R^1 ergeben sich mit der Betonbiegezugfestigkeit nach Gl. (5.91).

Unmittelbar nach der Erstrißbildung stellt sich der Zustand II ein, der sich aus der Superposition der Spannungszustände aus dem inneren thermischen Zwang (Bild 5.14) und aus der Lastbeanspruchung infolge N_R^1 und M_R^1 (Bild 5.19) ergibt (s. Abschn. 5.9.7). Die Spannung im gezogenen Bewehrungsstahl beträgt dann nach Gl. (5.72):

$$\sigma_{s2,2}^{II} = \bar{\sigma}_{s2} + \sigma_{sN_R^1}^{II} + \sigma_{sM_R^1}^{II} \quad (5.96)$$

Der Spannungssprung im gezogenen Bewehrungsstahl bei Erstrißbildung ergibt sich mit den Gln. (5.95) und (5.96) zu

$$\Delta \sigma_{s2,2} = \sigma_{s2,2}^{II} - \sigma_{s2,2}^I \quad (5.97)$$

5.11.4 Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen

a) Mittlere Stahldehnung

In /15, 27/ wird ein Beiwert $k(\sigma_{sR})$ formuliert, mit dem die Mitwirkung des Betons auf Zug bei RT berücksichtigt wird. Der Beiwert $k(\sigma_{sR})$ wurde dabei aus Messungen mittlerer Verformungen von Stahlbetonbalken im Bereich konstanten Momentes entwickelt. Es wird vorgeschlagen, die mittlere Stahldehnung nach der folgenden, bekannten Beziehung zu berechnen:

$$\epsilon_{s2m} = \epsilon_{s2R} - k \cdot \frac{\beta_{BZ}}{E_s \cdot \mu_2} \quad (5.98)$$

$$\begin{aligned} k(\sigma_{s2R}) &= \max k \frac{\sigma_{s2R}^1}{\sigma_{s2R}} \cong k(\sigma_{s2R}^1) \frac{\sigma_{s2R}^1}{\sigma_{s2R}} \\ &= \frac{\sigma_{s2R}^1 - n \cdot \alpha \cdot \beta_{BZ}}{\beta_{BZ}} \cdot \mu_2 \frac{\sigma_{s2R}^1}{\sigma_{s2R}} \end{aligned} \quad (5.99)$$

α = geometrischer Faktor, der die Randdehnung ϵ_{BZ} auf die Stahldehnung ϵ_{s2}^I im Zustand I reduziert; $\alpha = 0,8$ bei Biegung

Der Beiwert $k(\sigma_{s2R})$ beschreibt in verschmierter Form die Verteilung der Biegezugfestigkeit des Betons, die Form der Betondruck- und zugzone zwischen den Rissen, die Verbundspannungsverteilung und den Rißabstand.

Die Ableitungen gemäß Gl.n. (5.98) und (5.99) gelten strenggenommen unter den folgenden Voraussetzungen:

- Der Rißabstand ist über die Trägerlänge konstant.
- Alle Risse sind Hauptrisse.
- Aus den beiden ersten Bedingungen folgt: Die Stahlspannungs- und Dehnungsverteilung und die Verbundspannungsverteilung entlang des Stahles zwischen zwei benachbarten Rissen sind in jedem Rißintervall gleich.

Die Gleichungen sind demnach nur für Biegeträger gültig, deren Zugzone gleichmäßig mit Bewehrung durchsetzt ist. In diesem Fall ist die Einleitungslänge l_1 des Verbundes größer als die St. Venant'sche Störlänge $l_k/28$. Dies trifft bei den hier untersuchten Versuchskörpern nicht zu. Die Bewehrung ist an der Außenseite der Biegezugzone konzentriert, so daß sich neben den Hauptrissen auch die schon beschriebenen Nebenrisse bilden.

Zur Zeit ist eine geschlossene Beschreibung der mittleren Stahldehnungen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Rißtypen nicht möglich. Aus diesem Grunde wird im folgenden überprüft, ob ein Näherungsansatz für die mittlere Stahldehnung der Versuchskörper unter Berücksichtigung des TT-Einflusses mit den Gln. (5.98) und (5.99) gelingt. Unter Berücksichtigung des Einflusses der Betonzwangsspannung auf die Erstrißbildung folgt aus den Gln. (5.98) und (5.99):

$$\max k = \frac{\sigma_{s2R}^1 - n_s (\alpha \cdot \beta_{BZ,s} - \sigma_{b\vartheta Z})}{\beta_{BZ,s} - \sigma_{b\vartheta Z}} \cdot \mu_2 \quad (5.100)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s2m} &= \epsilon_{s2R} - \Delta \epsilon_{s2} + \bar{\epsilon}_{b\vartheta Z} \\ &= \epsilon_{s2R} - k(\sigma_{s2R}) \frac{(\beta_{BZ,s} - \sigma_{b\vartheta Z})}{\mu_2 \cdot E_{s\vartheta}} + \bar{\epsilon}_{b\vartheta Z} \end{aligned} \quad (5.101)$$

Das Bild 5.72 zeigt schematisch den Zusammenhang nach Gl. (5.101) bei TT. $\Delta \epsilon_{s2}$ kennzeichnet den Anteil der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen.

Mit der Einführung der Betondruckspannung $\sigma_{b\vartheta Z}$ und der Betondehnung $\bar{\epsilon}_{b\vartheta Z}$ infolge des inneren thermischen Zwangs nach Tabelle 5.4 und der tieftemperaturabhängigen Betonbiegezugfestigkeit $\beta_{BZ,s}$ nach Gl. (5.92) wird die veränderte Erstrißbildung bei TT erfaßt. $\bar{\epsilon}_{b\vartheta Z}$ und $\sigma_{b\vartheta Z}$ sind mit negativem Vorzeichen einzusetzen. Bei RT sind $\bar{\epsilon}_{b\vartheta Z}$ und $\sigma_{b\vartheta Z}$ zu Null zu setzen. σ_{s2R}^1 ist die Erstrißstahlspannung im Zustand II im ungeschwächten Betonquerschnitt. Der Verlauf der rechnerischen mittleren Stahlspannungen nach Gl. (5.100) und (5.101) wird wesentlich von σ_{s2R}^1 beeinflusst. Deshalb wurden die Gleichungen mit den Erstrißstahlspannungen unter Ansatz des in den Versuchen beobachteten Erstrißmoments im ungeschwächten Stabebereich ausgewertet.

Nach Abschnitt 5.9.5 herrscht in Stahlbetonstäben auch im nackten Zustand II ein innerer thermischer Zwang. Er hängt von der Verbundspannungsverteilung, von der Zugspannungsverteilung des Betons zwischen den Rissen und vom Rißabstand ab. Ein geschlossener Ansatz für den inneren thermischen Zwang mit fortschreitender Rißbildung kann z.Z. nicht angegeben werden. Mit fortschreitender

Rißbildung wird die Zwangstahlspannung in der Faser 2 auf eine vernachlässigbar kleine Restspannung $\bar{\sigma}_{s2}$ abgebaut werden (Abschnitt 5.9.5, Bild 5.17). Es ist demnach berechtigt, in erster Näherung den Einfluß des inneren thermischen Zwangs auf die mittlere Stahldehnung zu vernachlässigen. In Abschn. 5.11.4 b) wird ein Näherungsverfahren beschrieben, bei dem der innere thermische Zwang im nackten Zustand II bei der Formulierung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben zwischen den Rissen berücksichtigt wird.

Die Bilder 5.46 und 5.47, in denen die mittlere Stahldehnung in Abhängigkeit von der Stahldehnung im Riß aufgetragen ist, zeigen, daß die gemessenen mittleren Stahldehnungen der RT-Versuchskörper im Rißbildungsbereich in guter Näherung mit den Gln. (5.100) und (5.101) beschrieben werden können. Demgegenüber ist durch Auswertung der Gleichungen für die TT-Versuchskörper festzustellen, daß die Berechnung die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei TT weit unterschätzt. Darüber hinaus wird der geänderte Verlauf der mittleren Stahldehnungen im Rißbildungsbereich bei TT - die Krümmung wechselt das Vorzeichen nicht - nicht zutreffend wiedergegeben. Die Gln. (5.100) und (5.101) sind auszugsweise nur für den Versuchskörper BT2 ($\mu = 0,50 \%$, $\vartheta = -170 \text{ }^{\circ}\text{C}$) ausgewertet (Bild 5.46). Damit besitzt die Gl. (5.100) bei TT keine Gültigkeit.

Zur analytischen Beschreibung der mittleren Stahldehnung im Rißbildungsbereich bei TT wird in Anlehnung an die Ausführungen in /27/ wie folgt vorgegangen:
Die Auflösung der Gl. (5.101) nach $k(\sigma_{s2R})$ ergibt

$$k_{\vartheta}(\sigma_{s2R}) = (\epsilon_{s2R} - \epsilon_{s2m} + \bar{\epsilon}_{b\vartheta z}) \frac{E_{s\vartheta} \cdot \mu_2}{\beta_{BZ,\vartheta} - \sigma_{b\vartheta z}} \quad (5.102)$$

Mit diesem Ansatz lassen sich für unterschiedliche Beanspruchungen im Rißbildungsbereich die k-Faktoren bei TT ermitteln. Über die einzelnen Werte in Gl. (5.102) wird dabei wie folgt verfügt:

ϵ_{s2R} : Berechnung im Zustand II nach Gl. (5.73)

ϵ_{s2m} : gemessene mittlere Stahldehnung unter Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs

$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$, $\bar{\sigma}_{b\vartheta z}$: nach Tab. 5.4

$\beta_{BZ,\vartheta}$: Biegezugfestigkeit nach Versuch (Bild 5.71)

Das Bild 5.73 zeigt das Ergebnis der Auswertung von Gl. (5.101). Der Faktor k ist in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad aufgetragen. Der Kurvenverlauf ist für beide TT-Versuche tendenziell ähnlich. Der k -Faktor nimmt unabhängig vom Bewehrungsgrad zunächst annähernd linear zu. Bei einsetzendem Fließen der Bewehrung fällt der k -Faktor steil ab. Der Kurvenverlauf im Fließbereich wird im folgenden nicht weiter betrachtet, da hier bei der Beschreibung der mittleren Stahldehnungen der Rißbildungsbereich entscheidend ist. Für diesen Bereich läßt sich das Versuchsergebnis in grober Näherung durch eine Gerade beschreiben, die nach dem Verfahren der linearen Regression bestimmt wurde (Bild 5.73).

$$k(\sigma_{s2R}) = 0,195 + 0,146 \frac{\sigma_{s2R} - \sigma_{s2R}^1}{\sigma_{s2R}} \quad (5.103)$$

Es fällt damit auf, daß bei TT der k -Faktor für Stahlleichtbetonstäbe mit zunehmendem Beanspruchungsgrad ansteigt; bei den in /27/ beschriebenen RT-Versuchen nimmt der k -Faktor dagegen ab.

Mit den Gl.n. (5.103) und (5.101) läßt sich nun die mittlere Stahldehnung von Stahlleichtbetonstäben im Rißbildungsbereich bei TT berechnen. Die Bilder 5.46 und 5.47 verdeutlichen, daß die Berechnung nach den Gl.n. (5.103) und (5.101) die Mitwirkung des Betons auf Zug zum Teil überschätzt, zum Teil auch unterschätzt. Die Übereinstimmung von Versuchsergebnis und Berechnungsergebnis kann trotzdem als befriedigend bezeichnet werden.

b) Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen auf die Betonranddehnung in der Druckzone

Eine strenge Lösung für die Berechnung der mittleren Betonranddehnung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug kann nicht angegeben werden, da keine ausreichenden Kenntnisse über die Verteilung der Betonzugspannungen zwischen den Rissen vorhanden sind.

Zur Aufstellung eines Näherungsansatzes für die Berechnung der mittleren Betonranddehnungen in der Druckzone wird in /27/ der folgende Weg vorgeschlagen:

Zwischen den Rissen beträgt der Abstand a zwischen der resultierenden Betonzugkraft und der Stahlzugkraft ca. 10 bis 20 % der statischen Nutzhöhe (Bild 5.74). Bei der Berechnung von mittleren Verformungen darf in guter Näherung von einer geradlinigen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ausgegangen werden. Zunächst wird die mittlere Stahldehnung nach den Gln. (5.99) und (5.101) für RT und nach den Gln. (5.103) und (5.101) für TT ermittelt. Die zugehörige mittlere Betonranddehnung ϵ_{b1m} muß die Bedingung erfüllen, daß der den mittleren Verformungen ϵ_{s2m} und ϵ_{b1m} entsprechende Spannungszustand das gleiche innere Moment ergibt wie am Rißquerschnitt. Zur Berechnung der mittleren Betonranddehnung ϵ_{b1m} erhält man mit dem im Bild 5.74 dargestellten Beanspruchungszustand zwischen den Rissen das folgende Gleichungssystem:

1. Ebenbleiben des Querschnitts:

$$\frac{\epsilon_{b1m}}{x} = \frac{-\epsilon_{s2m}}{h-x} \quad (5.104)$$

$$\frac{\epsilon_{s1m}}{x-d_1} = \frac{-\epsilon_{s2m}}{h-x} \quad (5.105)$$

2. Momentengleichgewicht $\Sigma M^{(2)} = 0$:

$$A_{s1} \cdot \epsilon_{s1m} \cdot E_{s3} (h-d_1) + \frac{1}{2} \cdot \epsilon_{b1m} \cdot E_{b3} \cdot x \cdot b \left(h - \frac{x}{3}\right) - N \cdot z_{s2} + M + \cancel{Z_{bzm} \cdot a} \stackrel{\approx 0}{=} 0 \quad (5.106)$$

Der Momentenanteil $Z_{bzm} \cdot a$ ist vergleichsweise klein und kann daher vernachlässigt werden. Zur Lösung des Gleichungssystems stehen drei voneinander unabhängige Gleichungen drei Unbekannten (ϵ_{b1m} , ϵ_{s1m} , x) gegenüber. Nach Einsetzen der Gln. (5.104) und (5.105) in Gl. (5.106) erhält man eine Gleichung

3. Grades, die nur iterativ lösbar ist. Nach Einführung der bezogenen Größen und unter Ansatz des Newton-Verfahrens zur Nullstellenbestimmung lautet die Lösung:

$$\xi_2 = \xi_1 - \frac{A_3 \cdot \xi_1^3 - B_3 \cdot \xi_1^2 + C_3 \cdot \xi_1 + D_3}{3 \cdot A_3 \cdot \xi_1^2 - 2 \cdot B_3 \cdot \xi_1 + C_3} \quad (5.107)$$

mit den Beiwerten:

$$A_g = \frac{1}{6} \cdot b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{bg}$$

$$B_g = \frac{1}{2} \cdot b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{bg} \cdot \lambda$$

$$C_g = b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{bg} \cdot \mu_1 \cdot n_g (\beta_1 - \lambda) + N \cdot \eta_{s2} \cdot d - M$$

$$D_g = b \cdot d^2 \cdot \epsilon_{s2m} \cdot E_{bg} \cdot \mu_1 \cdot n_g (\beta_1 \cdot \lambda - \beta_1^2) - N \cdot \eta_{s2} \cdot d \cdot \lambda + M \cdot \lambda$$

Zur Berechnung der bezogenen Druckzonenhöhe wird zunächst ein geschätzter Wert ξ_1 in Gl. (5.107) eingesetzt. Mit Gl. (5.107) erhält man einen verbesserten Wert ξ_2 , der durch entsprechende Iterationsschritte weiter verbessert werden kann. Mit der bekannten Druckzonenhöhe und mit dem Beanspruchungszustand gemäß Bild 5.74 kann nun die mittlere Betonranddehnung in der Druckzone berechnet werden.

Im Näherungsansatz nach Gl. (5.107) ist der Einfluß des inneren thermischen Zwangs auf die mittleren Verformungen nicht enthalten (s. Bemerkungen Abschn. 5.11.4 a). Zur Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs wird die folgende Näherung vorgeschlagen: Mit Gl. (5.107) ist die mittlere Beanspruchung von Stahlbetonbauteilen zwischen den Rissen bekannt. Mit der ebenfalls bekannten mittleren Druckzonenhöhe x wird eine fiktive Rißtiefe $H_R = d - x$ definiert. Damit wird ein "gerissener" Stahlbetonquerschnitt (Bild 5.14) vorgegeben, für den die Beanspruchung infolge inneren thermischen Zwangs nach Abschn. 5.9.5 ermittelt werden kann. Dieser Beanspruchungszustand wird mit dem mittleren Beanspruchungszustand nach Bild 5.74 superponiert (s. Abschn. 5.9.7).

Das Ergebnis dieser Berechnung ist in den Bildern 5.31, 5.32, 5.34 und 5.35 aufgetragen. Bei RT ermöglicht der rechnerische Ansatz über den gesamten Rißbildungsbereich hinweg eine gute Annäherung an die gemessenen mittleren Betonranddehnungen in der Druckzone. Bei TT werden mit dem Ansatz bei hoher Beanspruchung gegenüber den Meßwerten geringere Betonranddehnungen ermittelt. Die Abweichungen lassen sich auf die folgenden Ursachen zurückführen:

- Der rechnerische Ansatz ist eine Näherungslösung, bei der die Auswirkung der Betonzugspannungen zwischen den Rissen auf das innere Gleichgewicht (Gl. (5.106)) vernachlässigt wurde.
- Der innere thermische Zwang im Ribbildungsstadium kann z.Z. nur näherungsweise berücksichtigt werden.
- Die Verfestigung des Betons im Tieftemperaturbereich kann nur näherungsweise berechnet werden, da die mittlere Betonfeuchte und ihre Verteilung in den Versuchskörpern nicht genau bekannt ist.
- Möglicherweise sind auch Kriecheinflüsse für die gegenüber den Rechenwerten höheren Versuchswerte verantwortlich.

Die Unstetigkeit in der rechnerischen Kennlinie beim Übergang von Zustand I in den Zustand II resultiert aus dem vereinfachenden Ansatz für die mittlere Betonranddehnung im Ribbildungsbereich. Die Richtung des Dehnungssprungs gibt allerdings die Entwicklung der Betonranddehnungen im Ribbildungsbereich tendenziell richtig wieder.

Eine übertriebene Genauigkeit bei der Berechnung der mittleren Betonranddehnungen in der Druckzone ist ohnehin nicht erforderlich, da der Anteil der Betonranddehnung an der mittleren Krümmung im Vergleich zum Anteil der mittleren Stahldehnung relativ klein ist (s. Abschn. 5.11.4.c).

c) Mittlere Krümmung

Die mittlere Krümmung im Ribbildungsbereich läßt sich aus den Gl.n. (5.101) und (5.107) ableiten:

$$\kappa_m = \frac{\epsilon_{s2m}}{(\xi - \lambda) \cdot d} = \frac{\epsilon_{s2R}}{(\xi - \lambda) \cdot d} \left[1 - k(\sigma_{s2R}) \cdot \frac{(\beta_{BZg} - \sigma_{b3z})}{\mu_2 \cdot \sigma_{s2R}} + \frac{\bar{\epsilon}_{b3z}}{\epsilon_{s2R}} \right] \quad (5.108)$$

mit

$k(\sigma_{s2R})$ nach Gl. (5.99) bei RT

$k(\sigma_{s2R})$ nach Gl. (5.103) bei TT

Die Auswertung der Gl. (5.108) ergibt die in den Bildern 5.41 und 5.42 eingezeichneten mittleren Krümmungen. Mit dem rechnerischen Ansatz gelingt eine befriedigende Beschreibung der mittleren Krümmungen im Rißbildungsbereich. Zur Unstetigkeit in der rechnerischen Kennlinie für die TT-Versuchskörper sei hier auf die Bemerkungen im Abschnitt 5.11.4b verwiesen.

5.11.5 Biegesteifigkeit

Die Berechnung der Biegesteifigkeit von Stahlbetonstäben im ungerissenen Zustand I wurde bereits in Abschn. 5.10.8 beschrieben. Die analytische Beschreibung der Steifigkeiten im Zustand II folgt aus den Ansätzen nach den Gln. (5.87) und (5.108):

Biegesteifigkeit:

$$K_{B\eta} = - \frac{M}{\kappa_m} = \frac{-M (\xi - \lambda) \cdot d}{\epsilon_{s2R} \left[1 - k(\sigma_{s2R}) \frac{\beta_{BZ,\eta} - \sigma_{b\eta z}}{\mu_2 \cdot \sigma_{s2R}} + \frac{\bar{\epsilon}_{b\eta z}}{\epsilon_{s2R}} \right]} \quad (5.109)$$

auf den Brutto-Querschnitt bezogene Biegesteifigkeit:

$$k_{B\eta} = \frac{K_{B\eta}}{E_{b\eta} \cdot J_{b\eta}} = \frac{-M (\xi - \lambda) \cdot d \cdot n_{\eta}}{J_{b\eta} \cdot \sigma_{s2R} \left[1 - k(\sigma_{s2R}) \frac{\beta_{BZ,\eta} - \sigma_{b\eta z}}{\mu_2 \cdot \sigma_{s2R}} + \frac{\bar{\epsilon}_{b\eta z}}{\epsilon_{s2R}} \right]} \quad (5.110)$$

Die rechnerische bezogene Biegesteifigkeit nach Gl. (5.110) ist in den Bildern 5.51 und 5.52 aufgetragen. Bei der Berechnung der bezogenen Biegesteifigkeit wurde von der Erstrißstahlspannung am ungeschwächten Querschnitt ausgegangen. Dies erklärt die Differenz zwischen der Erstrißstahlspannung gemäß Versuch (Sollrißstelle berücksichtigt) und Berechnung (Sollrißstelle nicht berücksichtigt). Die Biegesteifigkeit kann demnach für den Beanspruchungsbereich zwischen der Erstrißbildung an den Sollrißstellen und der Erstrißbildung im ungeschwächten Stabbereich mit dem rechnerischen Ansatz nicht erfaßt werden. Für

die praktische Anwendung der Gln. (5.109) und (5.110) ist dies allerdings ohne Bedeutung.

Der plötzliche rechnerische Steifigkeitsabfall nach der Erstrißstahlspannung bei den TT-Versuchen (gestrichelt eingezeichnet) resultiert aus der Unstetigkeit im rechnerischen Krümmungsverlauf beim Übergang von Zustand I in Zustand II (siehe Abschn. 5.11.4 b und c, Bilder 5.41, 5.42).

Die Bilder 5.51 und 5.52 zeigen, daß Versuchs- und Berechnungsergebnisse bei RT gut übereinstimmen. Bei TT sind noch Verbesserungen des rechnerischen Ansatzes für den Übergangsbereich von Zustand I in Zustand II notwendig. Die Entwicklung der Biegesteifigkeit mit zunehmender Rißbildung sowie die Biegesteifigkeit bei abgeschlossenem Endrißbild werden auch bei TT analytisch befriedigend beschrieben. Der rechnerische Ansatz verliert seine Gültigkeit, wenn die Biegezugbewehrung im Riß die Streckgrenze erreicht.

5.11.6 Analytische Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse

a) Verbundgesetz für tiefe Temperaturen

Zur Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse im Zustand II ist ein Stoffgesetz des verschieblichen Verbundes erforderlich. Über zahlreiche Verbunduntersuchungen an Normalbeton bei TT wurde in /2, 9, 29, 40, 60/ berichtet. Im Abschnitt 4 des vorliegenden Forschungsvorhabens wurden erste TT-Verbunduntersuchungen an LB vorgestellt. Nach Abschn. 4.6 lassen sich die Verbundspannungs-Verschiebungs-Kurven für LB bei TT mit dem folgenden Ansatz beschreiben:

$$\tau_{v\vartheta} = A_{\vartheta} \cdot v^{B_{\vartheta}} \quad v \leq 0,3 \text{ mm} \quad (5.111)$$

mit

$$A(\vartheta) = 6,4 \cdot 10^{-3} \cdot \vartheta^2 + 45 \quad \vartheta \text{ in } ^\circ\text{C}$$

$$B(\vartheta) = 5,9 \cdot 10^{-6} \cdot \vartheta^2 + 0,55 \quad \vartheta \text{ in } ^\circ\text{C}$$

Im Bild 5.75 ist die Auswertung der τ_v -v-Funktion nach Gl. (5.111) für die hier interessierenden Temperaturen $\vartheta = +20, -170$ °C aufgetragen. Die rechnerische Verbundspannung wurde dabei auf die Zylinderdruckfestigkeit nach Gl. (2.1) bezogen, obwohl mit den vorliegenden Untersuchungen die Allgemeingültigkeit der rechnerischen Kennlinien nach Bild 5.75 noch nicht geklärt werden konnte.

b) Stahlspannung entlang der Stabachse

Strenggenommen ist die direkte Übertragung der Verbundspannungs-Verschiebungsfunktion nach Gl. (5.111) auf ein Rechengesetz zur Beschreibung der Stahlspannung entlang der Stabachse nicht möglich, da die Lagen der Bewehrungsstäbe in Bezug zur Betonierrichtung unterschiedlich sind. Bei den Ausziehkörpern war die Betonierrichtung in Ziehrichtung. Demgegenüber war die Betonierrichtung bei den Versuchskörpern normal zur Stabachse, wobei die Biegezugbewehrung auf der Unterseite lag (Abschn. 5.5). Die Bewehrung liegt damit in beiden Fällen im sog. "guten Verbundbereich", so daß eine Anpassung des TT-Verbundgesetzes an die Bedingungen der Versuchskörper trotz der erwähnten Einschränkungen gerechtfertigt erscheint.

In /11/ wurde ein Ansatz entwickelt, mit dem unter Berücksichtigung der τ_v -v-Beziehung die Stahlspannung entlang der Stabachse bei RT explizit beschrieben werden kann. In /3/ wurde dieser Ansatz für entsprechende TT-Berechnungen in folgender Form modifiziert:

$$\sigma_{s2\vartheta}(x) = \left[1 + \frac{\sigma_{s2\vartheta R} - \sigma_{s2\vartheta}^I}{\sigma_{s2\vartheta}^I} \cdot \left(\frac{l_{1\vartheta} - x}{l_{1\vartheta}} \right)^{\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)}} \right] \sigma_{s2\vartheta}^I \quad (5.112)$$

mit der Eintragungslänge $l_{1\vartheta}$:

$$l_{1\vartheta} = \left[\frac{1+B(\vartheta)}{1-B(\vartheta)} \cdot \frac{d_s}{4 \cdot \beta_{c\vartheta} \cdot a(\vartheta)} \cdot (\sigma_{s2\vartheta R} - \sigma_{s2\vartheta}^I) \cdot \left(\frac{2}{1-B(\vartheta)} \cdot \frac{E_{s\vartheta}}{\sigma_{s2\vartheta R}} \right)^{B(\vartheta)} \right]^{\frac{1}{1+B(\vartheta)}} \quad (5.113)$$

$\sigma_{s2\vartheta R}$ = Stahlspannung im Riß nach Gl. (4.72)

$\sigma_{s2\vartheta}^I$ = Stahlspannung im ungerissenen Zustand nach Gl. (5.40)

Dieser Ansatz setzt ein ideal-elastisches Materialverhalten der Baustoffe Stahl und Beton voraus. Diese Bedingung ist in dem hier betrachteten Beanspruchungsbereich bei RT und TT erfüllt. Der Einfluß der Betonverformungen innerhalb der Einleitungslänge auf die Stahlspannungen ist vernachlässigbar klein. Darüber hinaus dürfen die Gln. (5.112) und (5.113) nur für den Beanspruchungsbereich verwendet werden, in dem sich die Einleitungsbereiche benachbarter Risse nicht überschneiden.

Die Berechnung der Stahlspannungen der RT-Versuchskörper gemäß den Gln. (5.112) und (5.113) wurde für eine Belastung durchgeführt, bei der die Sollrisse bereits aufgegangen waren und bei der die gemessenen Stahldehnungen (Bild 5.48, 5.49) noch keine Überschneidung der Einleitungsbereiche zeigten. Die Bilder 5.76 und 5.77 zeigen eine gute Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis. Zum Teil stimmt die rechnerische Stahlspannung im Sollriß nicht vollständig mit der im Versuch ermittelten Stahlspannung überein. Dies ist auf die nicht exakt zentrische Lage der Stahl-DMS im Sollriß zurückzuführen.

Bei der Berechnung der Stahlspannungen im Riß $\sigma_{s2\theta R}$ in den Gln. (5.112), (5.113) wird davon ausgegangen, daß der Riß ein HR ist und der HR sich vollständig geöffnet hat. Die Rißtiefe reicht dann bis nahezu an die Nulllinie. Nach Abschn. 5.10.9 b) konnten bei den TT-Versuchskörpern vollständig ausgebildete HR (hier Sollrisse) erst bei einer relativ hohen Beanspruchung beobachtet werden. Zur rechnerischen Überprüfung der gemessenen Stahlspannungen mußte demnach bei den TT-Versuchskörpern die Laststufe entsprechend hoch gewählt werden. Bei dieser Beanspruchung war die Rißbildung allerdings schon so weit fortgeschritten, daß sich die Einleitungsbereiche der Sollrisse und der benachbarten Risse überschneiden. Aus diesem Grunde konnte bei den TT-Versuchskörpern die gemessene Verteilung der Stahlspannungen nur in einem kleinen Bereich bis ca. 7,5 cm neben den Sollrissen mit dem Rechenergebnis verglichen werden. Vergleicht man die Neigung der Stahlspannungsverläufe entlang der Stabachse, so wird deutlich, daß die Verbundspannungen gemäß Versuch in der Berechnung geringfügig überschätzt werden. Zwischen der gemessenen und berechneten Stahlspannung im Sollriß besteht eine gute Übereinstimmung.

5.11.7 Rißbildung

a) Rißabstände nach abgeschlossener Rißbildung

Der übliche Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes lautet:

$$S_{Rme} = k_1 \cdot c_b + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (5.114)$$

In dieser Formel stellt der erste Term den Anteil der Krafteinleitung nach dem Prinzip von St. Venant dar. Der zweite Term beschreibt die Einleitung der Stahlszugkraft im Riß über Verbund in den Beton. Die einzelnen Faktoren in der Gl. (5.114) werden in der Literatur unterschiedlich angegeben. Im folgenden werden die Ergebnisse unterschiedlicher Berechnungsansätze für den mittleren Endrißabstand mit den Versuchsergebnissen verglichen.

In /32/ wird gewählt: $k_1 = 1,5$ und $k_2 k_3 = 0,024$. Die wirksame Betonzugfläche wird zu $F_{bZ} = b_0 (h - x)$ angesetzt. Im Bild 5.78 ist das Berechnungsergebnis nach Gl. (5.114) den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Betrachtet man den mittleren Endrißabstand aller Risse (HR + NR) sowie den Anstieg des mittleren Endrißabstandes mit wachsendem d_s/μ_{ef} , so ist - unabhängig von den einzelnen Versuchsparametern - eine gute Übereinstimmung zwischen dem Berechnungs- und Versuchsergebnis festzustellen. Die Endrißabstände der HR sind im Versuch deutlich größer als nach Gl. (5.114). Der Temperatureinfluß ist gering.

In neueren Ansätzen wird der effektive Bewehrungsgrad abhängig von der Betondeckung und vom Stabdurchmesser definiert. Zusätzlich wird der Stababstand berücksichtigt. Nach /14/ lautet der Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes:

$$S_{Rme} = 2 \left(c_b + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (5.115)$$

mit

$$\mu_{ef} = \frac{A_s}{b_0 (c + 7,5 d_s)} \quad \text{und} \quad k_2 \cdot k_3 = 0,074$$

Ein weiterer Vorschlag zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes wird in /33/ gemacht:

$$S_{Rme} = c_b + 0,3 \cdot s + 0,12 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (5.116)$$

Wertet man die Gln. (5.115) und (5.116) für die vorliegenden Versuche aus, so erhält man die im Bild 5.79 dargestellten Linien. Der mittlere Endrißabstand der HR + NR wird in den Gln. (5.115) und (5.116) deutlich überschätzt.

Nach /31/ läßt sich der mittlere Endrißabstand nach dem folgenden Ansatz berechnen:

$$S_{Rme} = 5 + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (5.117)$$

mit $\frac{1}{4} k_2 k_3 = 0,063$

Das Bild 5.80 zeigt, daß die gemessenen Endrißabstände der HR von der Berechnung unterschätzt, die gemessenen Endrißabstände von HR und NR von der Berechnung überschätzt werden.

Der Faktor $k_2 = 0,5$ in der Gl. (5.117) beschreibt den Zusammenhang β_{bZ}/τ_{1m} zwischen der mittleren Verbundspannung τ_{1m} (für gerippte Betonstähle) und der Betonzugfestigkeit β_{bZ} . Der Faktor k_2 trifft unter Berücksichtigung der genannten Eigenschaften für LB bei RT und TT nicht zu. Zur Modifizierung von $k_2 = \beta_{bZ}/\tau_{1m}$ für LB wird von den folgenden Faktoren ausgegangen (s. Bilder 2.3 und 4.11):

bei RT

$$\beta_{bZ} (\vartheta = + 20 \text{ } ^\circ\text{C}) = 3,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{1m} (\vartheta = + 20 \text{ } ^\circ\text{C}) \cong 11 \text{ N/mm}^2 \text{ (für mittlere Beanspruchung, } v \cong 0,1 \text{ mm)}$$

$$k_2 (\vartheta = + 20 \text{ } ^\circ\text{C}) = \frac{\beta_{bZ}}{\tau_{1m}} \cong 0,35$$

bei TT

$$\beta_{bZ} (\vartheta = -170^\circ\text{C}) \cong 5,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{1m} (\vartheta = -170^\circ\text{C}) \cong 35 \text{ N/mm}^2 \text{ (für mittlere Beanspruchung; } v \cong 0,1 \text{ mm)}$$

$$k_2 (\vartheta = -170^\circ\text{C}) = \frac{\beta_{bZ}}{\tau_{1m}} \cong 0,16$$

Damit lautet der modifizierte Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes von Stahlleichtbetonstäben:

$$s_{Rme} = 5 + \frac{1}{4} k_2 (\vartheta) k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (5.118)$$

In Bild 5.81 ist das Auswertungsergebnis der Gl. (5.118) für die Versuchskörper aufgetragen. Der mittlere Endrißabstand aller Risse (HR + NR), der für die praktische Rißbeurteilung von Bauteilen wesentlich ist, wird in guter Näherung mit dem modifizierten Ansatz nach Gl. (5.118) beschrieben.

In /19, 20, 30, 35/ wird der Mechanismus der Rißbildung als Krafteinleitungsproblem betrachtet. Die äußere Kraft ist die am Rißufer angreifende Stahlzugkraft. Zwischen zwei bereits bestehenden Rissen bilden sich Zugspannungskreise aus. Innerhalb des Kreises entsteht ein neuer Riß, sobald die Zugspannung die Betonzugfestigkeit überschreitet. Die Rißlänge wird durch den Durchmesser des Spannungskreises bestimmt. Der mittlere Endrißabstand ergibt sich aus dem folgenden Ansatz:

$$s_{Rme} = k \cdot t_e \quad (5.119)$$

mit $k = 1,5 \div 2,5$; $k_m = 2,0$

In Gl. (5.119) ist t_e die effektive Betondeckung, die sich nach /20/ in Abhängigkeit von der Betondeckung c_b und vom Stababstand s berechnen läßt. Das Bild 5.82 zeigt, daß der mittlere Endrißabstand (HR + NR) zutreffend mit Gl. (5.113) beschrieben werden kann. Der mittlere Endrißabstand der HR wird mit Gl. (5.119) auch bei Ansatz von $k_{min} = 1,5$ überschätzt.

Das Ergebnis der Vergleichsberechnungen läßt sich wie folgt zusammenfassen:

- Mit den konventionellen Ansätzen, bei denen sich der mittlere Endrißabstand aus einem Krafteinleitungs- und einem Verbundeinleitungsanteil zusammensetzt, werden im allgemeinen größere mittlere Endrißabstände ermittelt als in den Versuchen gemessen.
- In /19/ wird eine Lösung vorgestellt, die ausschließlich vom Krafteinleitungsmechanismus ausgeht. Das Ergebnis liefert eine gute Übereinstimmung zwischen den rechnerischen mittleren Endrißabständen ($HR + NR$) und den im Versuch beobachteten mittleren Endrißabständen.
- Zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes wird vorgeschlagen, unter Ansatz der realen Zugfestigkeit und der mittleren Verbundspannung von LB bei RT und TT den modifizierten Ansatz nach Gl. (5.118) zu verwenden.

In der vorliegenden Forschungsarbeit werden Stahlbetonstäbe mit praxisnahen Abmessungen und mit am Bauteilrand konzentrierter Biegezugbewehrung behandelt. In solchen Bauteilen ist die Verbundeintragungslänge l_v kleiner als die Krafteinleitungslänge. Die Krafteinleitungslänge l_k ist dabei die Länge, die erforderlich ist, um in einem Abstand l_k von einem Riß eine nahezu lineare Spannungsverteilung über den Querschnitt aufzubauen /13, 28, 36, 37/.

Um den Einfluß der Verbundeintragungslänge und der Krafteinleitungslänge auf den mittleren Endrißabstand insbesondere bei tiefen Temperaturen richtig erfassen zu können, sind noch weitere Untersuchungen erforderlich

b) Rißbreiten

Aus versuchstechnischen Gründen konnten in der geschlossenen Kältekammer die Rißbreiten nur an den beiden Sollrißstellen gemessen werden (s. Abschn. 5.7.4). Aus diesem Grunde ist eine zu geringe Anzahl von Meßergebnissen vorhanden, um die Rißbreitenverteilung $W_{95\%} - W_m - W_{5\%}$ ermitteln zu können. Die im Versuch gemessenen Rißbreiten erlauben allerdings die qualitative Beurteilung des Einflusses tiefer Temperaturen auf die Rißbreitenentwicklung.

In Abschn. 5.11.7 a wurde festgestellt, daß die Beschreibung des mittleren Endrißabstandes in guter Näherung mit dem modifizierten Ansatz nach /31/ gelingt. Bei der Berechnung der kritischen bzw. mittleren Rißbreite wird ebenfalls von dem Ansatz nach /31/ ausgegangen. Dabei wird der Faktor k_2 , der den Zusammenhang zwischen der Betonzugfestigkeit und der mittleren Verbundspannung angibt, in modifizierter Form nach Abschn. 5.11.7 a eingeführt. Kritische Rißbreite und mittlere Rißbreite lassen sich damit nach den folgenden Gln. beschreiben:

$$w_k = k_4 \left(50 + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_{ef}} \right) \frac{\sigma_{s2\vartheta R}}{E_{s\vartheta}} \left(1 - k_5 \cdot k_6 \cdot \frac{\Delta \sigma_{s2}}{\sigma_{s2\vartheta R}} \right) \quad (5.120)$$

$$w_m = w_k / 1,7 \quad (5.121)$$

mit den Faktoren bei RT und TT:

$$k_3 = 0,5 \text{ (reine Biegung)}; \quad k_4 = 1,7; \quad k_5 = 1,0; \quad k_6 = \frac{1}{2 k_2}$$

bei RT:

$$k_2 (\vartheta = +20^\circ \text{C}) = 0,35; \quad \frac{\Delta \sigma_{s2}}{\sigma_{s2\vartheta R}} = \left(\frac{\sigma_{s2\vartheta R}^1}{\sigma_{s2\vartheta R}} \right)^2 \leq 0,5$$

bei TT:

$$k_2 (\vartheta = -170^\circ \text{C}) = 0,16; \quad \frac{\Delta \sigma_{s2}}{\sigma_{s2\vartheta R}} = \left(\frac{\sigma_{s2\vartheta R}^1}{\sigma_{s2\vartheta R}} \right)^2 \leq 0,3$$

Die Stahlspannung der Biegezugbewehrung $\sigma_{s2\vartheta R}$ im Riß wird nach Abschn. 5.9.7 ermittelt. Die Erstrißstahlspannung $\sigma_{s2\vartheta R}^1$ im Sollriß ist der Tab. 5.6 zu entnehmen. Der Stahl-E-Modul ist tieftemperaturabhängig einzusetzen.

In den Bildern 5.83 bis 5.86 ist das Berechnungsergebnis der kritischen Rißbreite und der mittleren Rißbreite nach den Gln. (5.120), (5.121) aufgetragen. Bei Versuchskörper BT1 ($\vartheta = +20^\circ \text{C}$, $\mu = 0,50\%$) liegen die gemessenen Rißbreiten im gesamten Beanspruchungsbereich oberhalb der berechneten kritischen

Rißbreite (Bild 5.83). Die gemessenen Rißbreiten des Versuchskörpers BT3 ($\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $\mu = 0,75 \%$) tendiert dagegen bei höherer Beanspruchung zur berechneten mittleren Rißbreite (Bild 5.85). Die gemessenen Rißbreiten der TT-Versuchskörper werden in guter Näherung über den gesamten Beanspruchungsbereich hinweg durch das Berechnungsergebnis der mittleren Rißbreite beschrieben (Bilder 5.84, 5.86).

Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der Berechnungsergebnisse zeigt, daß die bei tiefen Temperaturen zu erwartenden Rißbreiten mit dem Ansatz nach den Gln. (5.120),(5.121) zutreffend abgeschätzt werden können. Es muß allerdings einschränkend bemerkt werden, daß dies zunächst nur für die Rißbreiten an den Sollrißstellen zutrifft. Die Sollrisse waren in allen Fällen sog. Hauptrisse. Ob auch die Rißbreiten der Nebenrisse bei TT mit den Gleichungen angenähert werden können, ist durch weitere Untersuchungen zu klären.

6. ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Forschungsarbeit wird über TT-Biegeversuche an Versuchskörpern aus Stahlleichtbeton berichtet. Die Versuchskörper stellen idealisiert LNG-Behälter-Bauteile dar. Auf Versuchen aufbauend, sollen unter Berücksichtigung der Parameter Prüftemperatur und Bewehrungsgrad die Verformung, Rißentwicklung und die damit einhergehende Abnahme der Biegesteifigkeit von Stahlleichtbeton-Bauteilen bei TT studiert werden. Zur Formulierung entsprechender TT-Gesetze werden in vorangehenden Abschnitten die Tieftemperatureigenschaften der verwendeten Einzelbaustoffe Konstruktionsleichtbeton und Bewehrungsstahl sowie deren TT-Verbundeigenschaften untersucht.

Im folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der TT-Untersuchungen zusammengestellt:

a) Materialkennwerte von LB bei TT

Die Zylinderdruckfestigkeit von versiegeltem LB steigt bei Abkühlung von + 20 °C auf - 170 °C von ca. 55 auf 95 N/mm². Im Mittel wächst die Zylinderdruckfestigkeit bei TT auf ca. 175 % der bei RT gemessenen Festigkeitswerte.

Die Spaltzugfestigkeit nimmt bei entsprechender Abkühlung von ca. 4 auf 5,5 N/mm² zu. Der Festigkeitsanstieg ist nach Abkühlung auf - 40 °C nahezu abgeschlossen. Der prozentuale Festigkeitsanstieg beträgt ca. 140 % der RT-Werte.

Das Verformungsverhalten von LB unter Druckbeanspruchung ist bei RT und TT weitgehend linear-elastisch und spröde. Die prozentuale Zunahme des Druckelastizitätsmoduls von LB bei TT beträgt ca. 150 %. Bei ca. - 60 bis - 80 °C hat die Bruchdehnung von LB unter der Zylinderdruckfestigkeit ein Maximum, dessen Wert ca. 180 % von der RT-Bruchdehnung beträgt.

Die zuvor genannten mechanischen Kennwerte lassen sich durch TT-Gesetze zutreffend beschreiben. Bei der analytischen Beschreibung setzen sich Festigkeit und Verformung von LB bei TT aus einem entsprechenden RT-Anteil sowie einem temperaturabhängigen Festigkeits- bzw. Verformungszuwachs zusammen. TT-Untersuchungen haben ergeben, daß die Parameter Zementleimmenge, Leichtzuschlagfeuchte und La-

gerung keinen wesentlichen Einfluß auf den Festigkeits- und Verformungszuwachs haben.

Das thermische Dehnverhalten von LB bei TT wird wesentlich von der mittleren Betonfeuchte beeinflusst. Feuchter LB weist im Temperaturbereich - 20 bis - 60 °C Expansionen auf. Eine befriedigende allgemeingültige analytische Beschreibung des thermischen Dehnverhaltens von LB bei TT gelingt zur Zeit noch nicht.

b) Materialkennwerte von Bewehrungsstahl bei TT

In allen Untersuchungen wurde ein handelsüblicher Betonstahl BSt 420/500 RU mit einem Nenndurchmesser von 16 mm verwendet.

Bei einer Abkühlung des Bewehrungsstahls von + 20 °C auf - 170 °C steigt die Streckgrenze bzw. 0,2 %-Dehngrenze um 65 %, die Zugfestigkeit nur um 34 % an.

Die Festigkeitszunahme ist mit einer Abnahme der Zähigkeit verbunden: Bruchdehnungen und Gleichmaßdehnungen nehmen deutlich ab. Keine der Proben brach jedoch spröde.

Der Elastizitätsmodul nimmt mit abnehmender Temperatur um ca. 10 % zu.

Elastizitätsmodul und Streckgrenze bei TT lassen sich zutreffend durch Aufsummation eines RT-Anteils sowie eines temperaturabhängigen Zuwachses beschreiben.

c) Verbundverhalten von Konstruktionsleichtbeton bei TT

Die Verbundspannungen sind bei kleinen Stabendverschiebungen ($v \leq 0,01$ mm) weitgehend unabhängig von der Tieftemperatur.

Bei größeren Stabendverschiebungen ($v \geq 0,02$ mm) nimmt die Verbundsteifigkeit mit sinkenden Temperaturen deutlich zu.

Die Verbundfestigkeit von LB steigt bei - 170 °C auf ca. 225 % der bei RT gemessenen Verbundfestigkeit.

Bis zu einer Tieftemperatur von $\vartheta = -100\text{ °C}$ versagen die Probekörper durch Gleitbruch (zentrische Lage des Stabes in versiegeltem zylindrischen Probekörper).

Bei Temperaturen unter -100 °C geht das Versagen durch Gleitbruch in das Versagen durch schlagartigen Gleitbruch und schließlich durch Sprengbruch über.

Im Temperaturbereich $\vartheta = +20$ bis -100 °C sind die τ_v -v-Linien geschlossene Linien.

Bei Temperaturen unter -100 °C treten schlagartige Relativverschiebungen auf. Die Verschiebungssprünge sind auf bei TT veränderte Verformungsmechanismen in der Verbundzone zurückzuführen.

Die TT-Verbundspannungen sind bei kleineren Verbundlängen größer als bei größeren Verbundlängen.

Die maximale Stabendverschiebung hat bei -60 °C einen Maximalwert, der ca. 360 % des RT-Wertes beträgt. Die maximale Stabendverschiebung fällt infolge der auftretenden Sprödbrüche bei -170 °C unter den entsprechenden RT-Wert.

Es besteht - unabhängig von der Stabendverschiebung - bei TT keine Proportionalität zwischen den Verbundspannungen und den Materialkennwerten Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und E-Modul des LB.

Die gemessenen τ_v -v-Linien lassen sich mittels eines TT-Verbundgesetzes zutreffend beschreiben. Die gemessenen Sprünge in den τ_v -v-Linien bei -130 und -170 °C werden durch die Berechnung geglättet.

d) Beanspruchung und Verformung von Stahlleichtbetonstäben unter Biegung bei TT

Infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Stahl und Beton wird in Stahlbetonstäben bei TT ein innerer thermischer Zwang aufgebaut. Es wird ein Berechnungsansatz entwickelt, mit dem der innere thermische Zwang von allgemein bewehrten Stahlbetonstäben im Zustand I ermittelt werden kann. Der Ansatz gilt auch für die Sonderfälle "symmetrische Bewehrung", "einseitige Bewehrung" und "Bewehrung in Querschnittsmitte".

Im Rißquerschnitt (nackter Zustand II) wird die thermische Zwangsspannung in der Biegezugbewehrung (Zug im ungerissenen Zustand) weitgehend abgebaut. Die Zwangsspannung in der Druckbewehrung bleibt nach der Rißbildung weitgehend erhalten. Es wird eine Lösung zur Berechnung des inneren thermischen Zwangs von allgemein bewehrten Stahlbetonstäben im nackten Zustand II angegeben.

Die Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs sowie infolge äußerer Lasten läßt sich für den ungerissenen Zustand und für den vollständig gerissenen Zustand zutreffend analytisch beschreiben. Es besteht eine befriedigende Übereinstimmung zwischen den im Versuch gemessenen Verformungen (Dehnungen, Krümmungen) und den Verformungen nach der Berechnung. Die Übereinstimmung bestätigt darüber hinaus die Richtigkeit der in den Abschnitten 2 und 3 aufgeführten Materialgesetze.

Unter Berücksichtigung der Selbstvorspannung infolge des inneren thermischen Zwangs bei TT läßt sich die Biegezugfestigkeit der Versuchskörper ermitteln. Sie kann in guter Näherung mit der 5 %-Fraktile beschrieben werden.

Tiefe Temperaturen erhöhen die Mitwirkung des LB auf Zug zwischen den Rissen. Bei RT nimmt die Mitwirkung des Betons mit wachsendem Bewehrungsgrad ab. Bei TT ist der Einfluß des Bewehrungsgrades auf die Mitwirkung des Betons nicht mehr so deutlich ausgeprägt wie bei RT.

Zur Berechnung der mittleren Stahldehnungen im Rißbildungsbereich wird bei RT von bekannten gültigen Berechnungsansätzen ausgegangen. Diese Ansätze (s. k-Faktoren) treffen bei TT nicht zu. Auf den Versuchsergebnissen aufbauend, wird ein k-Faktor für TT entwickelt, mit dem eine befriedigende Beschreibung der mittleren Stahldehnung ermöglicht wird. Bei der Berechnung der mittleren Krümmung im Rißbildungsbereich wird bei RT und TT der Einfluß der Mitwirkung des Betons auf die mittlere Randdehnung der Betondruckzone berücksichtigt.

Die Biegesteifigkeit von Stahlleichtbetonstäben ist im Zustand I bei TT deutlich höher als bei RT. Der Einfluß des Bewehrungsgrades bei gleicher Temperatur ist dagegen vergleichsweise klein. Im Rißbildungsbereich fällt die Biegesteifigkeit bei RT - unabhängig vom Bewehrungsgrad - wesentlich steiler ab als bei TT. Unmittelbar vor Erreichen der Streckgrenze ist der Biegesteifigkeitszuwachs infolge TT kleiner als im Zustand I. Der Einfluß des Bewehrungsgrades auf die Biegesteifigkeit ist bei RT und TT in diesem Beanspruchungsbe-

reich größer als im Zustand I. Die Biegesteifigkeit kann mit den entwickelten Berechnungsansätzen im Zustand I und II zutreffend beschrieben werden.

Tiefe Temperaturen führen zu einem steileren Abfall der Stahldehnungen neben den Rissen. Dies ist auf die Versteifung des Verbundes bei tiefen Temperaturen zurückzuführen. Es wird ein Berechnungsansatz angegeben, mit dem der Verlauf der Stahldehnungen entlang der Stabachse bei TT berechnet werden kann. Die Gültigkeit des Ansatzes endet, sobald die Einleitungsbereiche benachbarter Risse sich überschneiden.

Bei RT und TT entstehen unter Biegebeanspruchung in der Regel zunächst alle Hauptrisse. Nach weiterer Laststeigerung gehen die sog. Nebenrisse auf. Der Ort der Ribbildung ist bei allen Versuchskörpern zufällig. Die sich unmittelbar nach der Riböffnung der HR einstellenden Ribtiefen sind bei RT deutlich größer als bei TT. Längs- bzw. Sprengrisse entlang der Achse der Biegezugbewehrung treten kurz vor Erreichen der Streckgrenze auf.

Der mittlere Endribabstand der HR nimmt unabhängig vom Bewehrungsgrad bei TT ab. Bei RT und TT ist der mittlere Endribabstand der HR bei geringerem Bewehrungsgrad bzw. größerem Verhältnis d_s/μ größer als bei höherem Bewehrungsgrad. Der Anteil der NR an der Anzahl HR und NR ist bei TT geringfügig kleiner als bei RT.

Die mittleren Endribabstände aller Risse (HR + NR) unterscheiden sich bei RT und TT nur unwesentlich. Bei geringer bewehrten (größeres d_s/μ) Versuchskörpern ist der mittlere Endribabstand geringfügig größer als bei den höher bewehrten Versuchskörpern. Dies trifft bei RT und TT zu. Mittels eines modifizierten RT-Ansatzes lassen sich die mittleren Endribabstände von HR und NR bei TT befriedigend genau berechnen. Zur Klärung des Einflusses von Verbund-eintragungs- und Krafteintragungslänge auf den mittleren Endribabstand sind noch weitere Untersuchungen erforderlich.

Die Ribbreiten konnten aus versuchstechnischen Gründen nur an den beiden Sollribstellen und damit an zwei Hauptrissen gemessen werden. Die Ribbreiten sind bei gleicher Beanspruchung bei TT deutlich kleiner als bei RT. Der Unterschied ist bei kleinerem Bewehrungsgrad mehr ausgeprägt als bei größerem Bewehrungsgrad.

Bei RT ist die Rißbreite bei geringem d_s/μ deutlich kleiner als bei größerem d_s/μ . Bei TT tritt der Einfluß von d_s/μ auf die Rißbreite wesentlich zurück. Trotz höherer Erstrißkräfte bei den TT-Versuchskörpern sind die Erstrißbreiten bei TT geringer als bei RT. Die mittlere Rißbreite kurz vor Erreichen der Streckgrenze ist bei TT kleiner als bei RT. Bei geringerem Bewehrungsgrad ist dieser Einfluß wesentlich mehr ausgeprägt als bei höherem Bewehrungsgrad. Kritische und mittlerer Rißbreite von biegebeanspruchten Stahlleichtbetonstäben können mit den entwickelten Ansätzen näherungsweise ermittelt werden.

Der Bruch von Bauteilen mit kleinem bis mittlerem Bewehrungsgrad wird auch bei TT durch das Erreichen der Fließgrenze der Biegezugbewehrung eingeleitet. Das Bruchmoment kann unter Ansatz der 0,2 %-Dehngrenze bei TT mit dem vorgestellten Berechnungsmodell in guter Näherung berechnet werden.

7. LITERATUR

- /1/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 1 und 2, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Dez. 1984
- /2/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 3 und 4, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1985
- /3/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 5, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, August 1986
- /4/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 6, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, März 1987
- /5/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 7, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1987
- /6/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Thermische Dehnung und Restfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton bei bzw. nach zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, November 1984
- /7/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Strength and deformation of lightweight concrete of variable moisture content at very low temperatures. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Volume 9, Number 1, February 1987
- /8/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Eigenspannungszustand in Stahl- und Spannbetonkörpern infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen. DAfStb, Heft 380, 1987
- /9/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. DAfStb, Heft 380, 1987
- /10/ Wiedemann, G.; Scheuermann, J.; Kordina, K.; Rostásy, F.S.: Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur. DAfStb, Heft 380, 1987
- /11/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin 1973
- /12/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 4, Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. Springer-Verlag, Berlin 1978

- /13/ Iványi, G.; Fastabend, G.: Biegeversuche an hohen Stahlbetonbalken bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht Nr. 35 aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität - Gesamthochschule Essen, Sept. 1985
- /14/ CEB/FIP - Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. II, 1978
- /15/ Rostásy, F.S.: Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitationsschrift, Universität Stuttgart, 1975
- /16/ Koch, R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1976
- /17/ Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannung infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAFStb, Heft 208, 1969
- /18/ Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAFStb, Heft 296, 1978
- /19/ Brooms, B.B.: Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. ACI-Journals, Oct. 1965
- /20/ Brooms, B.B.; Lutz, L.A.: Effects of arrangement of reinforcement on crack width and spacing of reinforced concrete members. ACI-Journal, Nov. 1965
- /21/ Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton 2/75, S. 55 - 58
- /22/ Rostásy, F.S.: Verfestigung und Versprödung von Beton durch tiefe Temperaturen. Sonderdruck aus der Festschrift Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Verlag Ernst & Sohn, 1984
- /23/ Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons, Beton 2/71, S. 57 - 60; Beton 3/71, S. 105 - 109
- /24/ Rostásy, F.S.: Baustoffe, Verlag W. Kohlhammer, 1983
- /25/ Heilmann, H.G.: Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. Beton-Herstellung und Verwendung 19 (1969), S. 68/70
- /26/ Bamforth, P.B.; Murray, W.T.; Browne, R.D.: The application of concrete property data at cryogenic temperature to LNG tank design. Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oct. 1983
- /27/ Rao, P.S.: Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 177, 1966
- /28/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbetonsicherheitsbehältern bei Speichersystemen für verflüssigte Gase. Dissertation, Universität Essen, 1984
- /29/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984

- /30/ Beeby, A.W.: A study of cracking in reinforced concrete members subjected to pure tension. Technical Report 42. 468, Cement and Concrete Association, June 1972
- /31/ Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Berechnungsverfahren für Rißbreiten aus Lastbeanspruchungen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 309, 1980
- /32/ Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- /33/ Rostásy, F.S.; Henning, W.: Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 5/1985
- /34/ Rostásy, F.S.; Henning, W.: Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang - Bestimmung der wirksamen Betonzugfläche und der erforderlichen Oberflächenbewehrung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Mai 1983
- /35/ Brooms, B.B.: Stress distribution in reinforced concrete members with tension cracks. ACI-Journal, Sept. 1965
- /36/ Fastabend, M.: Zum Trag- und Verformungsverhalten lastbeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen bei tiefen Temperaturen. Dissertation, Essen 1987
- /37/ Iványi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung. Forschungsarbeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1976
- /38/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAfStb, Heft 260, 1976
- /39/ Welsch, J.: Zentrischer Temperaturzwang von Stahlbeton und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperaturen. Techn.-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 84-8. Institut für konstruktiven Ingenieurbau. Ruhr-Universität Bochum, Dez. 1984
- /40/ Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, TU Braunschweig, 1987
- /41/ Richtlinien für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Fassung Juni 1973. Beton 9/73
- /42/ Merkblatt I, II, III für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Fassung Juli 1974. Beton 7/74 bzw. 8/74
- /43/ DIN 4219 (Ausgabe 1979) - Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Teil 1: Anforderungen an den Beton, Herstellung und Überwachung; Teil 2: Bemessung und Ausführung
- /44/ Aurich, H.: Kleine Leichtbetonkunde. Bauverlag, Wiesbaden 1971
- /45/ Weigler, H.; Karl, S.: Stahlleichtbeton. Herstellung - Eigenschaften - Ausführung. Bauverlag, Wiesbaden 1971

- /46/ FIP Manual of Lightweight Aggregate Concrete. Surrey University Press, 1983
- /47/ Schmidt-Hurtienne, K.-D.: Ein Beitrag zur Frage der Prüfung von Zuschlägen und der Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Leichtbeton. Dissertation, TU Braunschweig, 1972
- /48/ Neisecke, J.; Schlothfeld, P.: Einfluß der Leichtzuschlag-Oberfläche auf Festigkeit und Feuchtigkeitshaushalt von Leichtbeton. Mitteilungsblatt für die MPA in Niedersachsen
- /49/ Grübel, P.: Über die Zugfestigkeit von Leichtbeton. Beton- und Stahlbetonbau 2/1980
- /50/ Meyer, Chr.: Zur Bestimmung der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit der groben Leichtzuschlag-Körner und deren Einfluß auf die Druck- und Spaltzugfestigkeit von Leichtbeton. Dissertation, TU Hannover, 1974
- /51/ Berner, D.; Gerwick, B.; Polivka, M.: Static and cyclic behaviour of structural lightweight concrete at cryogenic temperatures. Journal ACI 83(5) 1986, S. 727 - 736
- /52/ Berner, D.; Gerwick, B.; Polivka, M.: Prestressed lightweight concrete in the transport of cryogenic liquids. Oceans 83, Conf. on effective use of the sea: an update, San Francisco, CA, Aug. 29. Sept. 1, 1983
- /53/ Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Dissertation, TU Braunschweig, 1982
- /54/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Wiedemann, G.: Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 2/82 und 3/82
- /55/ Erdmann, J.; Landwehrs, K.; Neisecke, J.; Rostásy, F.S.: Tieftemperatur - Prüftechnologien für Bewehrungs- und Spannstähle sowie Beton im Temperaturbereich + 20 °C bis - 180 °C. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1/83 und 2/83
- /56/ Martin, H.; Janovic, K.: Haftung von Betonstahl in Leichtbeton. Forschungsbericht, Institut für Massivbau, TU München, Juli 1969
- /57/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, DAfStb, Heft 138, 1961
- /58/ Goto, Y.; Miura, T.: Experimental studies on properties of concrete cooled to about minus 160 °C. Technology Reports, Tohoku University, Vol. 44, No. 2, 1979
- /59/ Goto, Y.; Miura, T.: Mechanical properties of reinforced concrete members at very low temperatures. Concrete Library of ISCE Vol. 1, Juli 1983
- /60/ Pfützenreuther, K.-H.: Verbundverhalten von Betonstahl im Tieftemperaturbereich. Diplomarbeit, Universität Essen, 1982

- /61/ Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAFStb, Heft 228, 1973
- /62/ FIP/RILEM: Bond test for reinforcing steel. Materiaux et construction, Vol. 3, No. 15, 1970

Tab. 2.1 : Zusammensetzung des untersuchten Konstruktionsleichtbetons und Prüfergebnisse bei RT (Begleitversuche)

Eigenschaften	Einheit	Wert
Festigkeitsklasse	-	LB 45
Konsistenzbereich	-	K 2/3
Verdichtungsmaß	-	1,12
wirks. Wasserzementwert W/Z	-	0,46
Gesamtwassergehalt W_{ges}	kg/m ³	287
Wassergehalt der vorgefeuchteten Leichtzuschläge	kg/m ³	105
wirks. Wassergehalt $W_{\text{wirks.}}$	kg/m ³	182
Zementgehalt Z	kg/m ³	350
EFA-Füller	kg/m ³	80
Fließmittel ¹⁾	kg/m ³	4,5
Zuschläge:		
Natursand 0/2 mm	kg/m ³	341
Liaporsand 0/4 mm (vorgefeuchtet)	kg/m ³	202
Liaporkorn 4/8 mm (vorgefeuchtet)	kg/m ³	241
Liaporkorn 8/16 mm (vorgefeuchtet)	kg/m ³	259
Summe	kg/m ³	1043
Frischbetonrohdichte ¹⁾ (gemessen)	kg/m ³	1,79
Betonrohdichte nach 28 Tagen ¹⁾	kg/m ³	1,74
Würfeldruckfestigkeit ¹⁾ β_{W15} nach 28 Tagen	N/mm ²	54
bei Versuchsdurchführung (VD) ¹⁾ nach ca. 160 Tagen	N/mm ²	62
Elastizitätsmodul ¹⁾²⁾ bei VD nach ca. 160 Tagen	N/mm ²	17970
Spaltzugfestigkeit ¹⁾ bei VD nach ca. 160 Tagen	N/mm ²	2,22
Feuchte ¹⁾ u_m bei VD nach ca. 160 Tagen bei Lagerung in Folie	%	12,8

1) Werte sind Mittelwerte

2) ermittelt an Probekörpern $\emptyset/h = 150/300$ mm

Tab. 3.1: Materialkennwerte des verwendeten Bewehrungsstahls \emptyset 16, BSt 420/500 RU

[°C]	Nenn- \emptyset [mm]	Ist- \emptyset [mm]	$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	A_{10} [%]	f_R [-]	E_s (Versuch)	E_s (Rechnung)
+ 20	16	15,9	484	710	17,5	0,072	205 700	205 700
- 100	16	15,9	586	766	n.e.	0,072	212 100	218 700
- 170	16	15,9	801	950	n.e.	0,072	229 900	226 300

n.e.: nicht ermittelt

Tab. 5.1: Parameter der Biegeversuche

Versuchskörper	Beanspruchung	Bewehrung BSt 420/500 RU	Bewehrungsgrad %	Prüftemperatur °C	Lagerung
BT 1	Biegung	2 x 2 Ø 16	0,50	+ 20	versiegelt in Folie
BT 2		2 x 2 Ø 16	0,50	- 170	
BT 3		3 x 3 Ø 16	0,75	+ 20	
BT 4		2 x 3 Ø 16	0,75	- 170	

Tab. 5.2: Berechnungsergebnisse zum inneren thermischen Zwang in Stahlbetonstäben im Zustand I

θ [°C]	Bewehrungsgrad $\mu = A_{S2}/b \cdot d$					$\mu = 0,50 \%$				$\mu = 0,75 \%$			
	$E_{s\theta}^{1)}$ [N/mm²]	$E_{b\theta}^{2)}$ [N/mm²]	$n = \frac{E_{s\theta}}{E_{b\theta}}$ [-]	$\epsilon_{b\theta 0}$ [‰]	$\epsilon_{s\theta 0}$ [‰]	$\sigma_{s\theta z}$ [N/mm²]	$\sigma_{b\theta z}$ [N/mm²]	$\bar{\epsilon}_{s\theta z}$ [‰]	$\bar{\epsilon}_{b\theta z}$ [‰]	$\sigma_{s\theta z}$ [N/mm²]	$\sigma_{b\theta z}$ [N/mm²]	$\bar{\epsilon}_{s\theta z}$ [‰]	$\bar{\epsilon}_{b\theta z}$ [‰]
+ 20	205 700	17 970	11,45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
- 20	210 000	19 040	11,03	- 0,200	- 0,440	+ 45,40	- 0,45	+ 0,216	- 0,024	+ 43,56	- 0,65	+ 0,207	- 0,033
- 40	212 200	19 630	10,81	- 0,032	- 0,652	+ 118,73	- 1,19	+ 0,560	- 0,060	+ 113,21	- 1,70	+ 0,533	- 0,087
- 60	214 400	20 265	10,58	+ 0,408	- 0,859	+ 245,66	- 2,46	+ 1,146	- 0,121	+ 234,44	- 3,52	+ 1,093	- 0,174
- 80	216 500	20 963	10,33	+ 0,248	- 1,060	+ 256,73	- 2,57	+ 1,186	- 0,122	+ 245,24	- 3,68	+ 1,133	- 0,175
- 100	218 700	21 740	10,06	+ 0,072	- 1,254	+ 263,49	- 2,64	+ 1,205	- 0,121	+ 251,98	- 3,78	+ 1,152	- 0,174
- 135	222 500	23 450	9,49	- 0,224	- 1,572	+ 273,98	- 2,74	+ 1,231	- 0,117	+ 262,60	- 3,94	+ 1,180	- 0,168
- 170	226 300	27 570	8,21	- 0,472	- 1,855	+ 289,29	- 2,89	+ 1,278	- 0,105	+ 278,72	- 4,18	+ 1,231	- 0,152

1) Berechnung nach Gl. (3.2)

2) Berechnung nach Gl. (2.7)

ab. 5.3: Querschnittswerte der Versuchskörper BT 1 bis BT 4 im Zustand I

Querschnitt	Regelquerschnitt (ungeschwächt)				Sollbruchstelle (geschwächter Querschnitt)			
Versuchskörper	BT 1	BT 2	BT 3	BT 4	BT 1	BT 2	BT 3	BT 4
ϑ [°C]	+ 20	- 170	+ 20	- 170	+ 20	- 170	+ 20	- 170
μ [%]	0,50	0,50	0,75	0,75	0,50	0,50	0,75	0,75
$A_{i\vartheta}$ [cm²]	883,6	857,7	925,4	886,5	575,2	549,4	624,3	585,6
$I_{i\vartheta}$ [cm⁴]	128 068	121 433	138 769	128 816	98 513	91 633	112 169	101 950
$W_{i\vartheta 2}$ [cm³]	6403	6072	6939	6441	4246	3916	4920	4433
$W_{i\vartheta 1}$ [cm³]	- 6403	- 6072	- 6939	- 6441	- 5864	- 5520	- 6521	- 5997
$W_{i\vartheta s 2}$ [cm³]	8004	7590	8673	8051	5131	4723	5966	5366
$W_{i\vartheta s 1}$ [cm³]	- 8004	- 7590	- 8673	- 8051	- 7696	- 7272	- 8498	- 7842

Tab. 5.4: Versuchsergebnisse zum inneren thermischen Zwang in Stahlbetonstäben im Zustand I;
Vergleich mit dem theoretischen Ergebnis

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Versuchs- körper	ϑ [°C]	μ [%]	$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}$ [‰] grafisch	$\sigma_{s\vartheta z}$ [N/mm ²] Rechng. aus (4)	$\bar{\epsilon}_{b\vartheta z}$ [‰] Rechng. aus (4)	$\sigma_{b\vartheta z}$ [N/mm ²] Rechng. aus (4)	$\frac{\text{innerer Zwang aus Versuch}}{\text{innerer Zwang aus Theorie (Tab. 5.2)}}$ [%]
BT 2	- 170	0,50	+ 1,20	+ 271,6	- 0,100	- 2,74	95
BT 4	- 170	0,75	+ 1,09	+ 246,7	- 0,136	- 3,76	90
							92,5 % (Mittelwert)

Tab. 5.5: Biegesteifigkeit der Versuchskörper im Zustand I

Versuchskörper	ϑ [°C]	μ [%]	K_B^I [kNm ²]	K_B^I [kNm ²]	$\frac{\text{Biegesteifigkeit aus Rechng.}}{\text{Biegesteifigkeit aus Versuch}}$ [%]
			Rechng. Gl. (5.86)	Versuch Gl. (5.87)	
BT 1	+ 20	0,50	23 014	22 050	104
BT 2	- 170	0,50	33 479	31 580	106
BT 3	+ 20	0,75	24 937	24 310	103
BT 4	- 170	0,75	35 515	36 100	98

Tab. 5.6: Stahlspannungen nach Erstrißbildung an den Sollbruchstellen sowie im ungeschwächten Querschnitt und nach Einstellung des weitgehend stabilisierten Rißbildes

Versuchs- körper	ϑ [°C]	μ [%]	Erstrißbildung				stabilisiertes Rißbild	
			Sollriß		Regelquerschnitt			
			$M_R^{1S} \quad 1)$ [kNm]	σ_{s2R}^{1S} [N/mm²]	$M_R^{1R} \quad 1)$ [kNm]	σ_{s2R}^{1R} [N/mm²]	M_E [kNm]	σ_{s2R}^E [N/mm2]
BT 1	+ 20	0,50	14,3	109,9	18,8	143,8	48,8	374,2
BT 2	- 170	0,50	29,5	224,7	42,4	322,6	79,3	602,9
BT 3	+ 20	0,75	15,8	81,9	22,5	116,4	70,6	365,5
BT 4	- 170	0,75	26,6	141,2	48,8	254,6	108,0	558,2

1) Biegemoment der unteren Einhüllenden

Tab. 5.7: Zusammenstellung der mittleren Endrißabstände der Hauptrisse sowie von Haupt- und Nebenrissen

Versuchskörper	ϑ [°C]	Bewehrung	μ [%]	d_s/μ_{ef} ¹⁾ [cm]	mittlerer Endrißabstand	
					Hauptrisse S_{Rme} [cm]	Haupt- und Nebenrisse S_{Rme} [cm]
BT 1	+ 20	2 x 2 \emptyset 16	0,50	129	15,4	7,4
BT 2	- 170	2 x 2 \emptyset 16	0,50	129	13,9	8,4
BT 3	+ 20	2 x 3 \emptyset 16	0,75	86	13,7	7,3
BT 4	- 170	2 x 3 \emptyset 16	0,75	86	11,9	6,5

1) μ_{ef} nach CEB/FIP /14/

Tab. 5.8: Zusammenstellung der rechnerischen Bruchmomente und der im Versuch ermittelten Bruchmomente

Versuchs- körper	ϑ [°C]	μ [%]	M_U^V 1) [kNm]	M_U^R 2) [kNm]	M_U^V/M_U^R [-]
BT 1	+ 20	0,50	59,3 ³⁾ (61,5) ⁴⁾	64,3	0,92 (0,96)
BT 2	- 170	0,50	99,3 (102,0)	107,3	0,93 (0,95)
BT 3	+ 20	0,75	93,1 (96,0)	95,3	0,98 (1,01)
BT 4	- 170	0,75	149,0 (151,5)	158,3	0,94 (0,96)
Mittelwert M_U^V/M_U^R =					0,94 (0,97)

- 1) Bruchmoment nach Versuch
- 2) rechnerisches Bruchmoment
- 3) Biegemoment nach Kraftabfall (wegen Wegsteuerung) im Versuch
- 4) maximales kurzzeitig aufgebracht Biegemoment im Versuch

Tab. 5.9: Rechnerische und gemessene Tragfähigkeitserhöhung infolge tiefer Temperaturen

ϑ [°C]	μ [%]	$M_{U,\vartheta}^V/M_{U,+20}^V$ [-]	$M_{U,\vartheta}^R/M_{U,+20}^R$ [-]
- 170	0,50	1,68 ¹⁾ (1,66) ²⁾	1,67
- 170	0,75	1,60 (1,58)	1,66
Mittelwert		1,64 (1,62)	1,67

- 1)
- 2) Erläuterungen siehe Tabelle 5.8

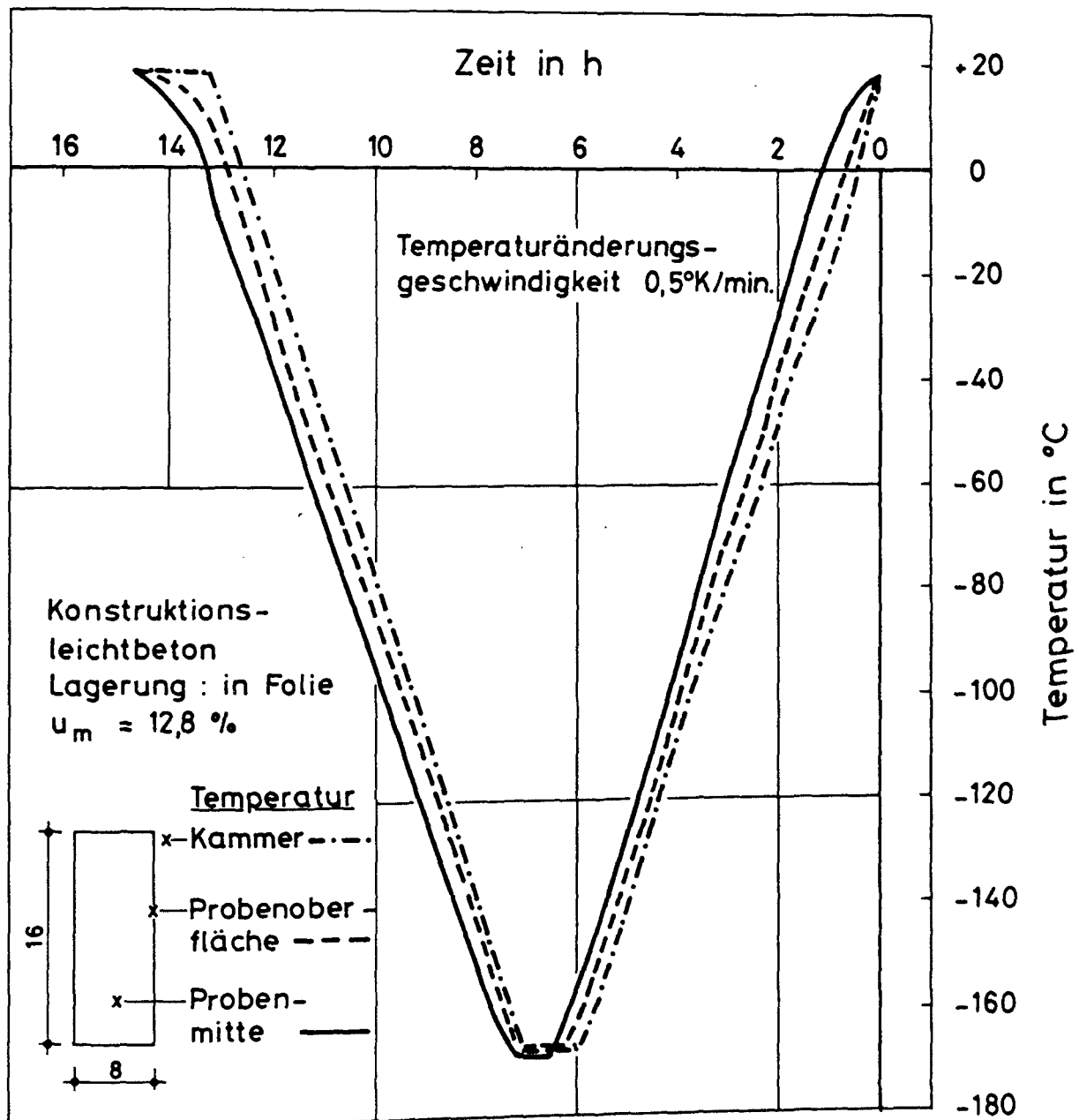


Bild 2.1: Temperaturentwicklung in LB-Proben mit $\varnothing = 80 \text{ mm}$ bei $\vartheta = 0,5^\circ \text{ K/min}$ an der Probenoberfläche

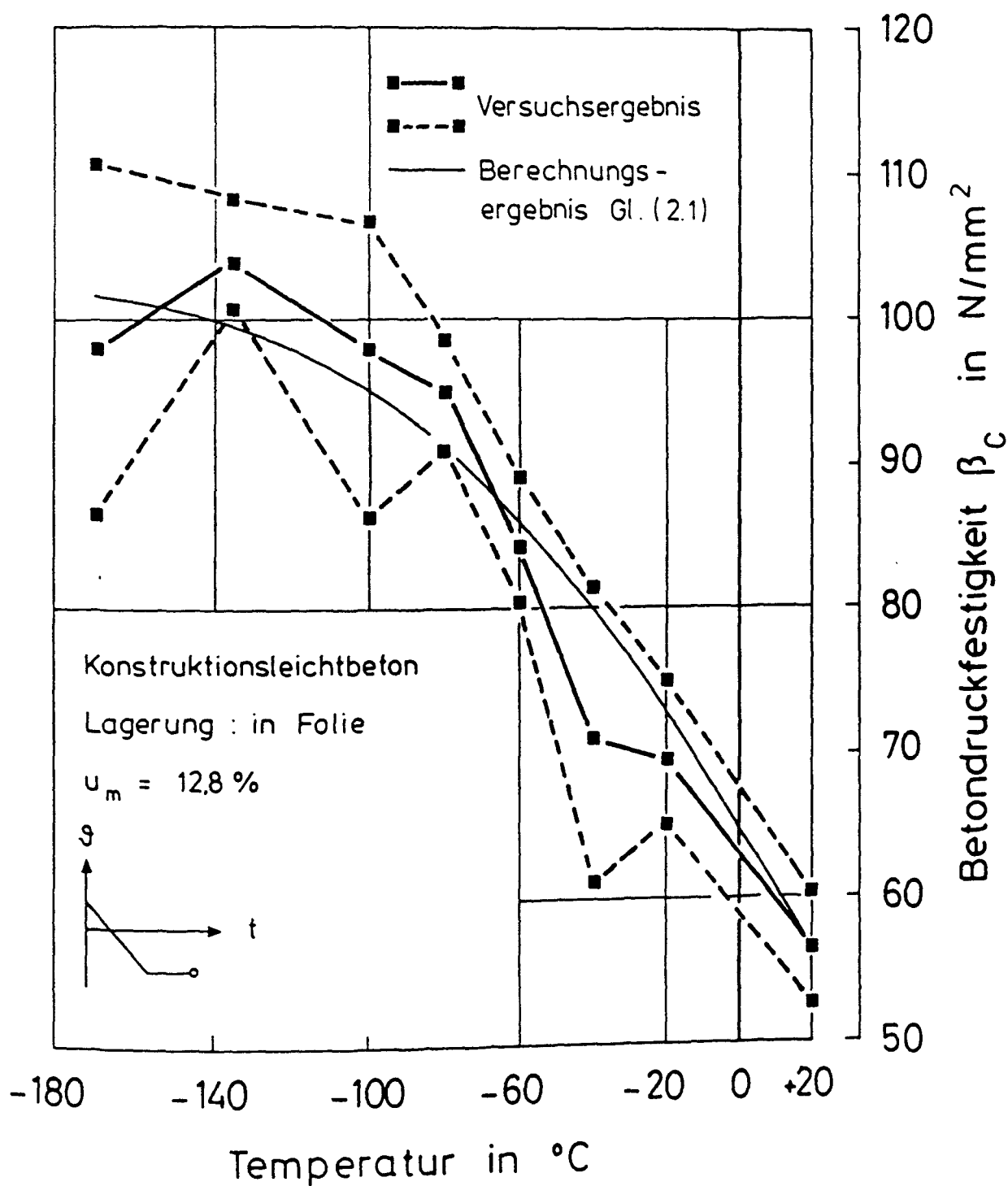


Bild 2.2: Zylinderdruckfestigkeit des LB bei tiefen Temperaturen;
Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

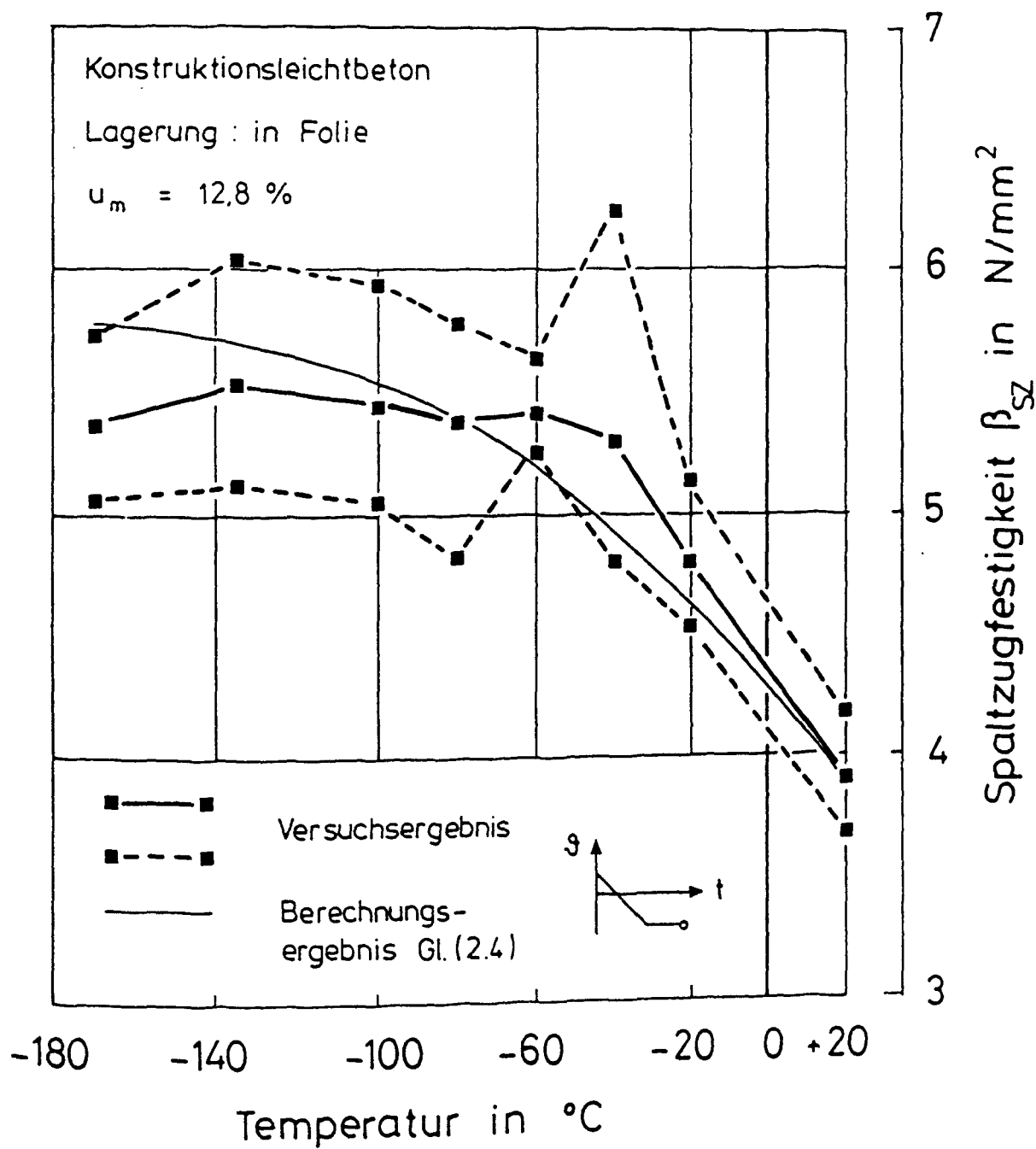


Bild 2.3: Spaltzugfestigkeit des LB bei tiefen Temperaturen;
Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

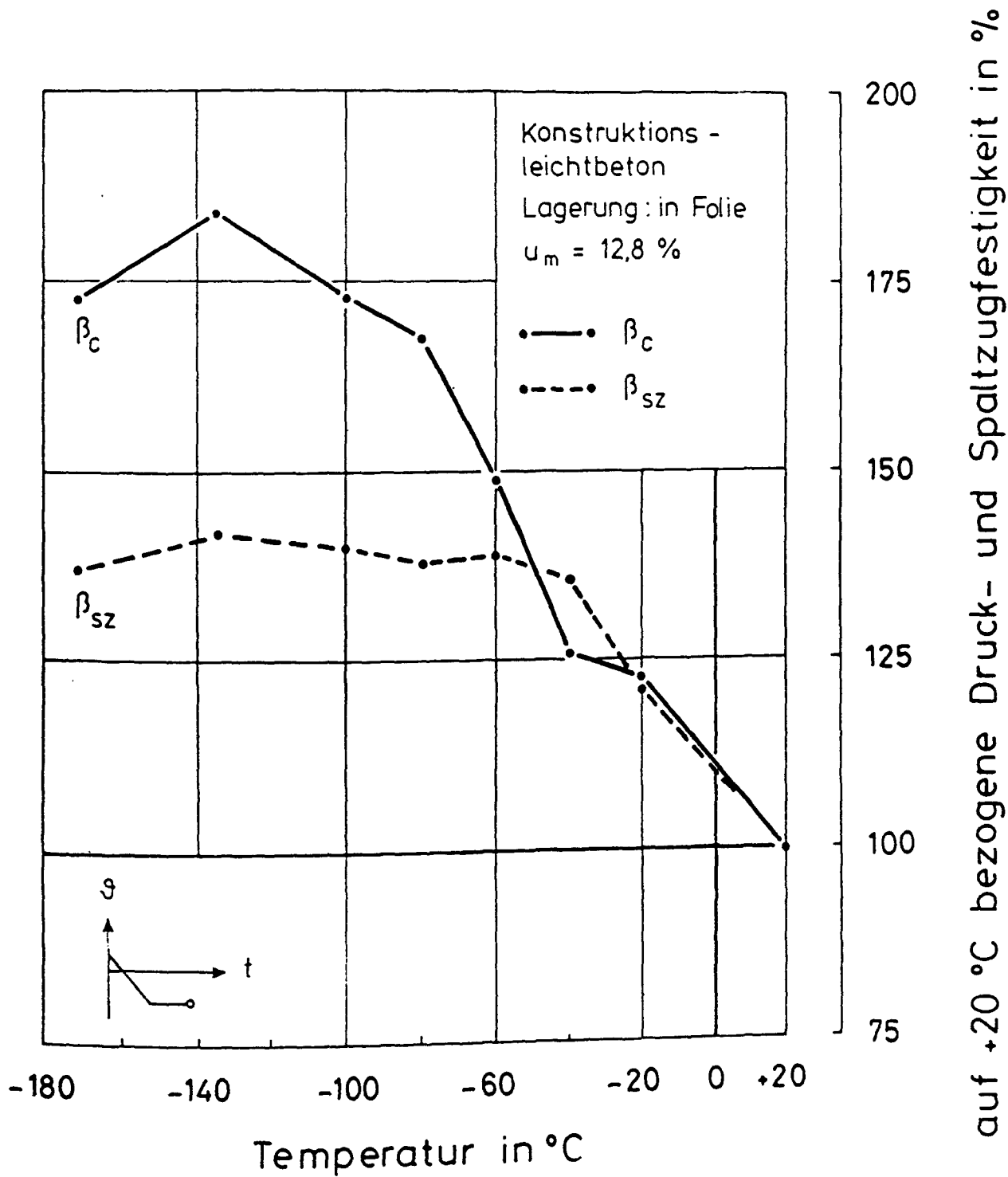


Bild 2.4: Auf $\vartheta = +20$ °C bezogene Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit des LB bei tiefen Temperaturen

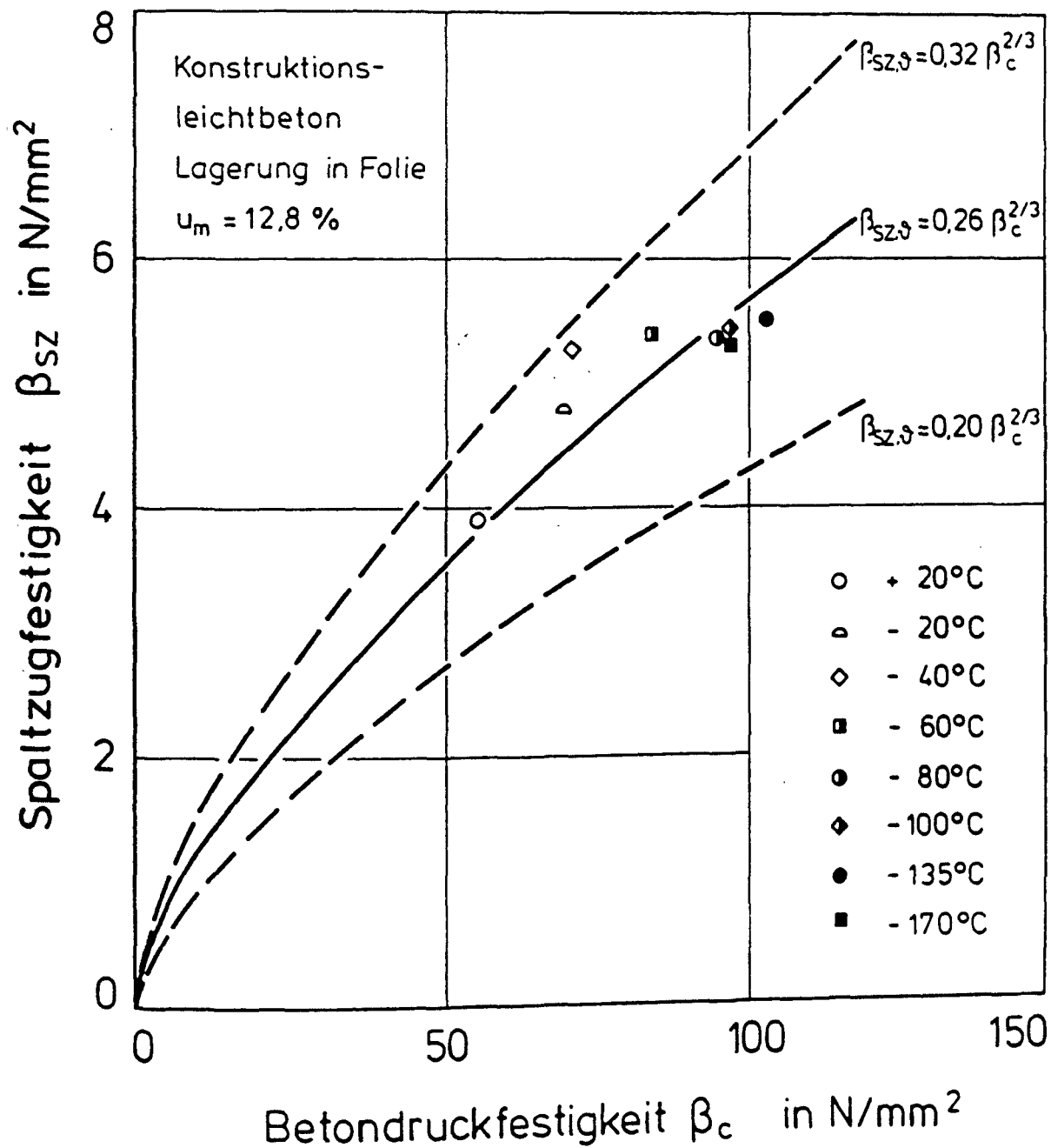


Bild 2.5: Zusammenhang von Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit des LB bei tiefen Temperaturen;
Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

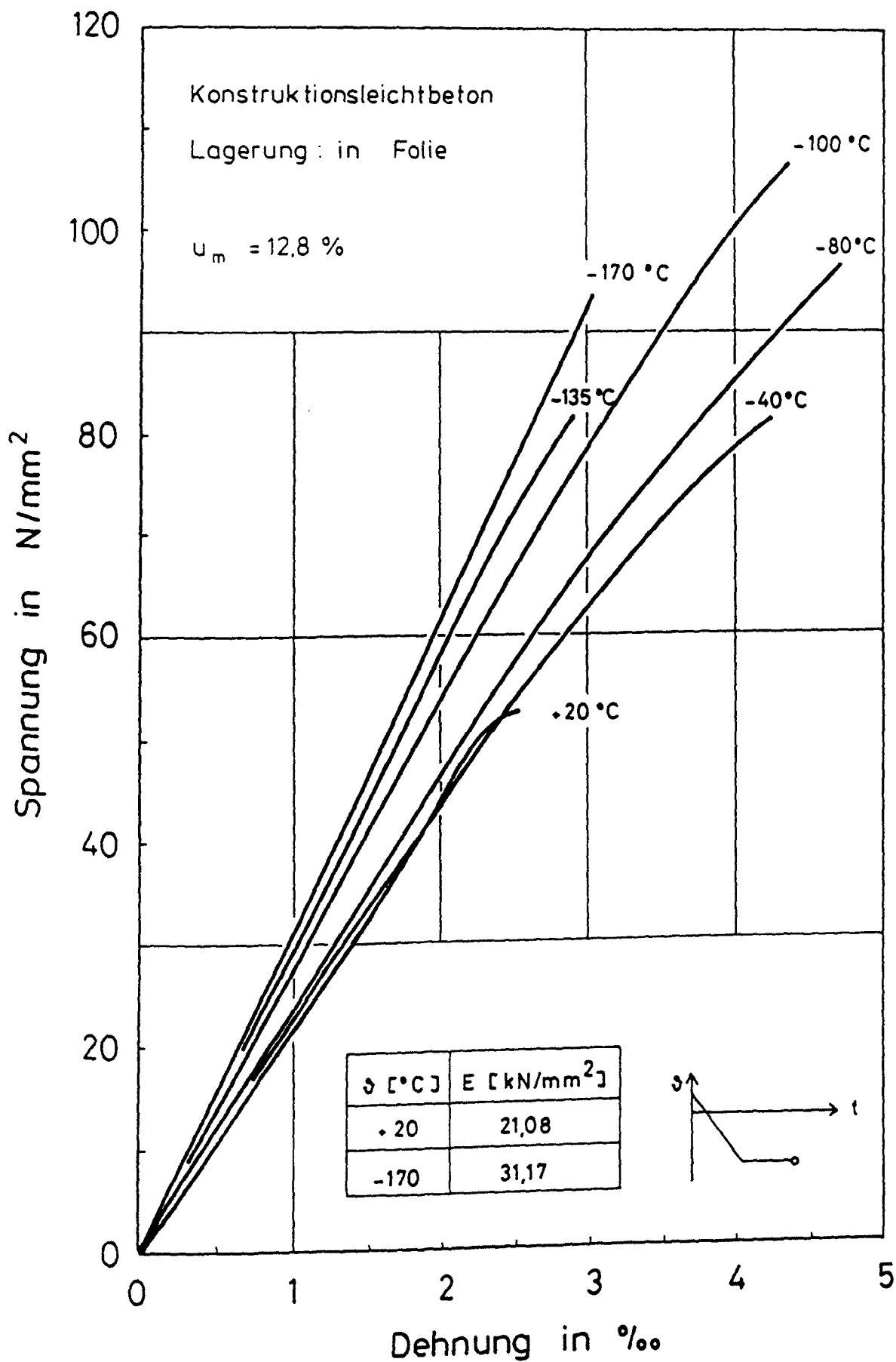


Bild 2.6: Spannungs-Dehnungs-Linien des LB bei tiefen Temperaturen

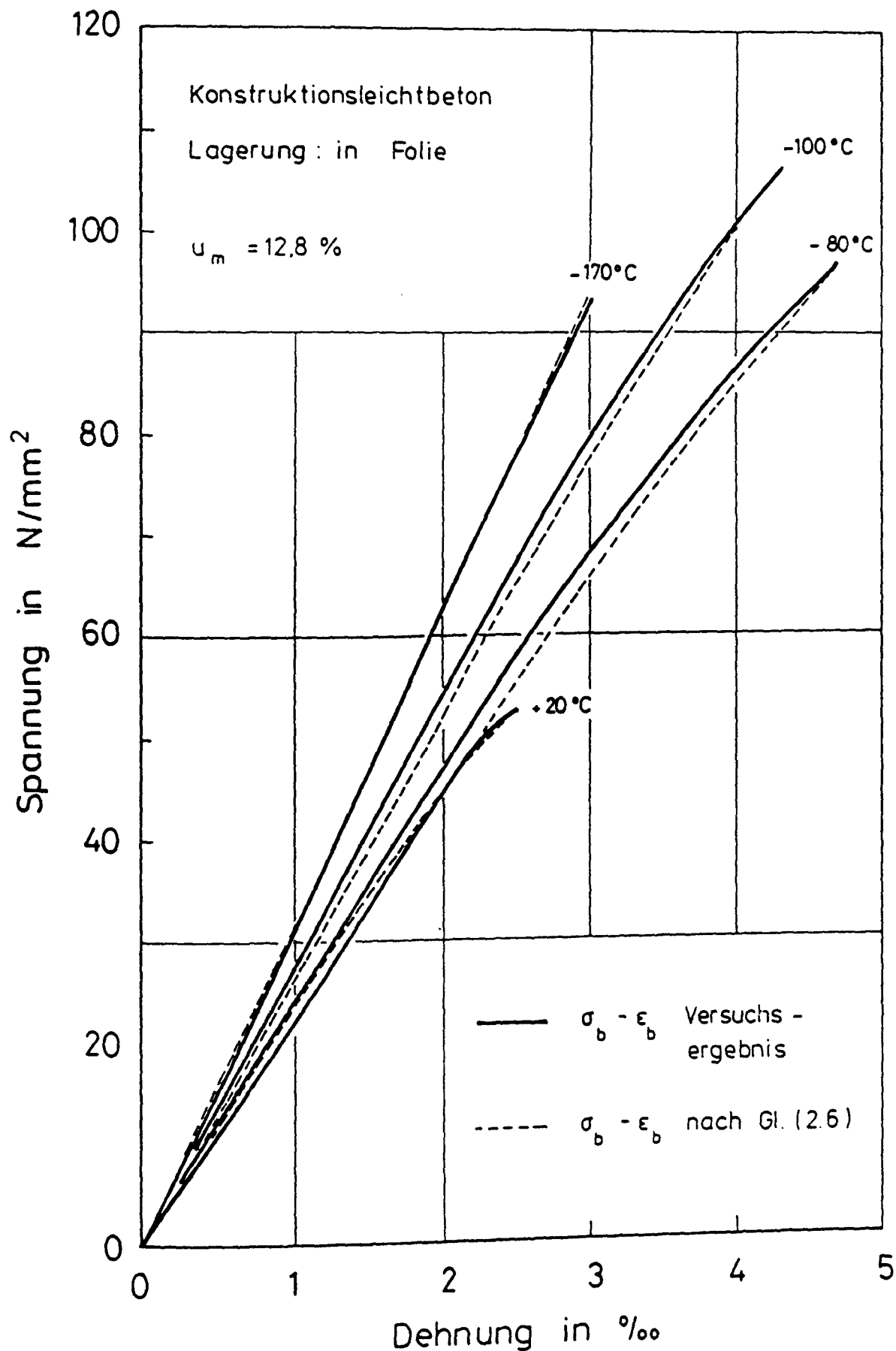


Bild 2.7: Spannungs-Dehnungs-Linien des LB bei tiefen Temperaturen; Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

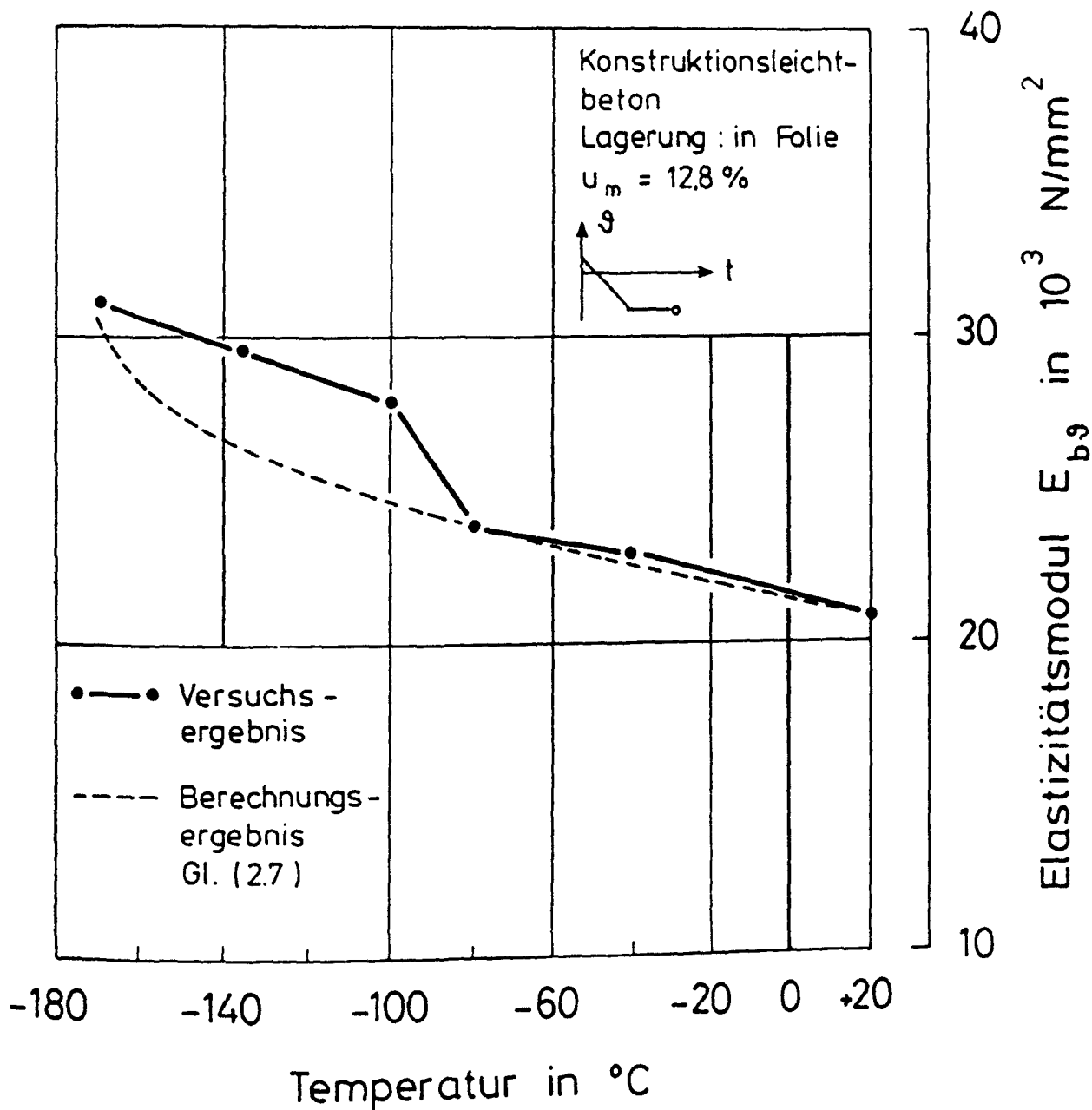


Bild 2.8: Druck-Elastizitätsmodul des LB bei tiefen Temperaturen;
Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

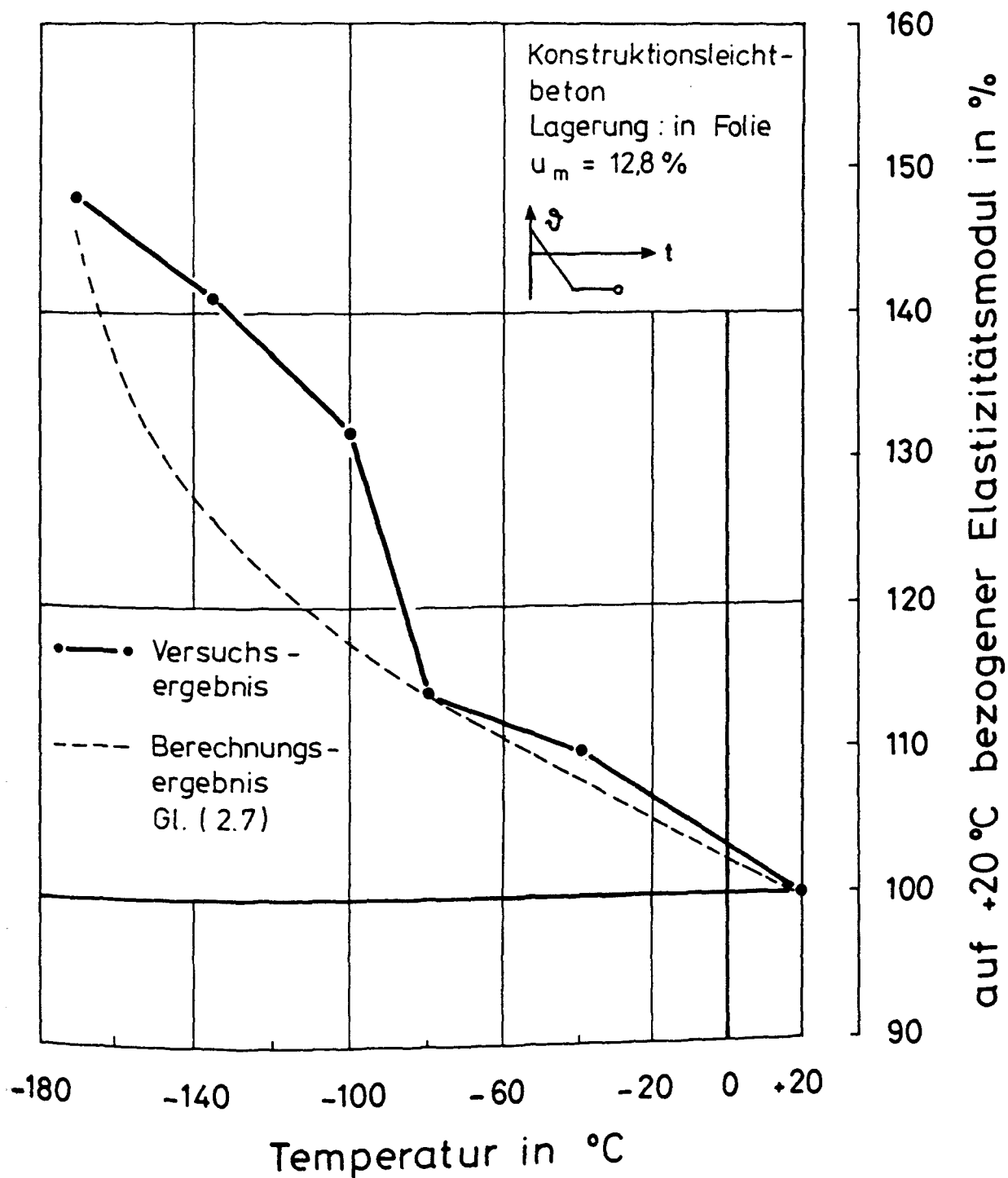


Bild 2.9: Auf $\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ bezogener Druck-Elastizitätsmodul des LB bei tiefen Temperaturen; Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

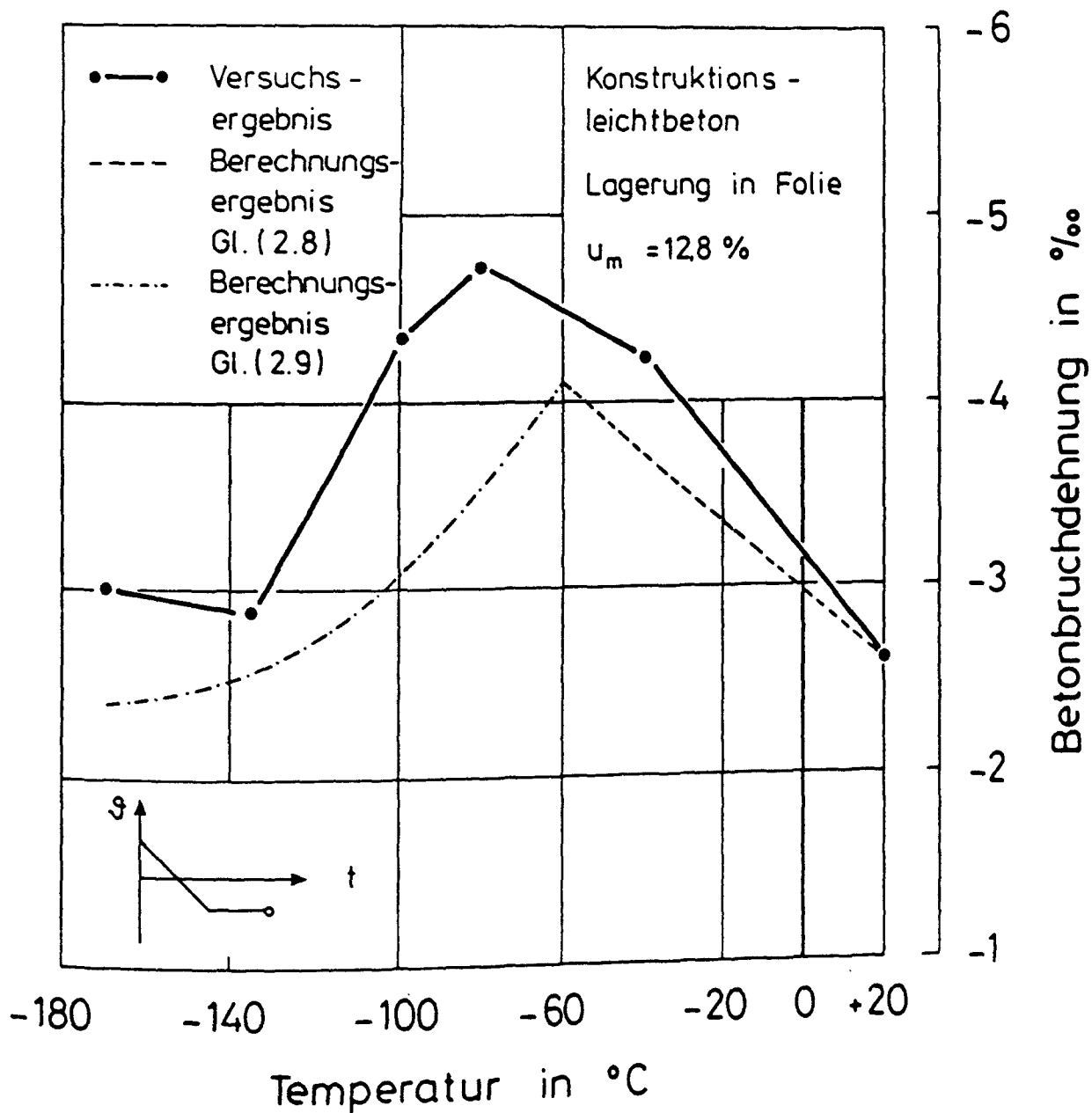


Bild 2.10: Bruchdehnung des LB unter der Zylinderdruckfestigkeit bei tiefen Temperaturen; Vergleich des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis

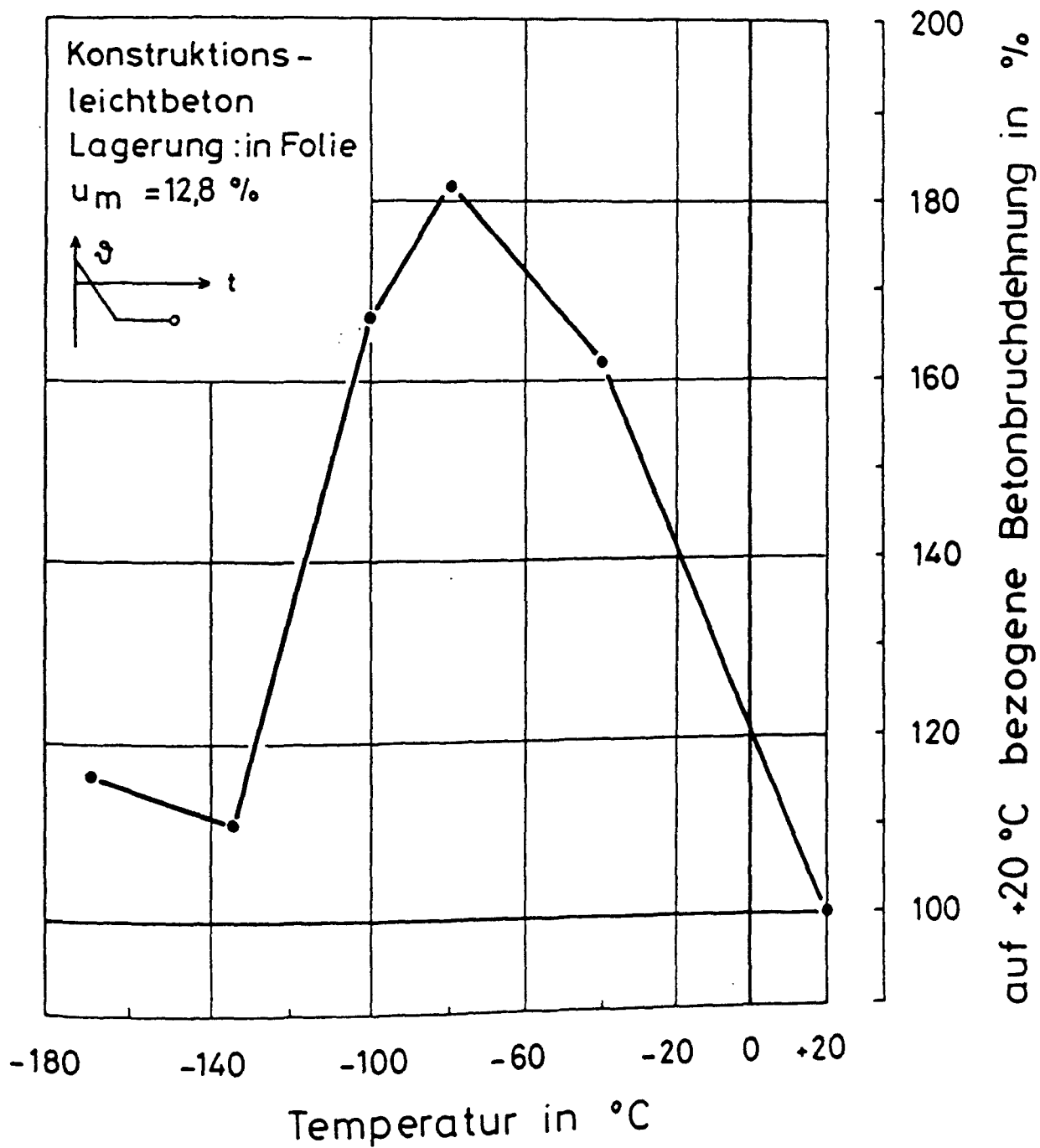


Bild 2.11: Auf $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ bezogene Bruchdehnung des LB unter der Zylinderdruckfestigkeit bei tiefen Temperaturen

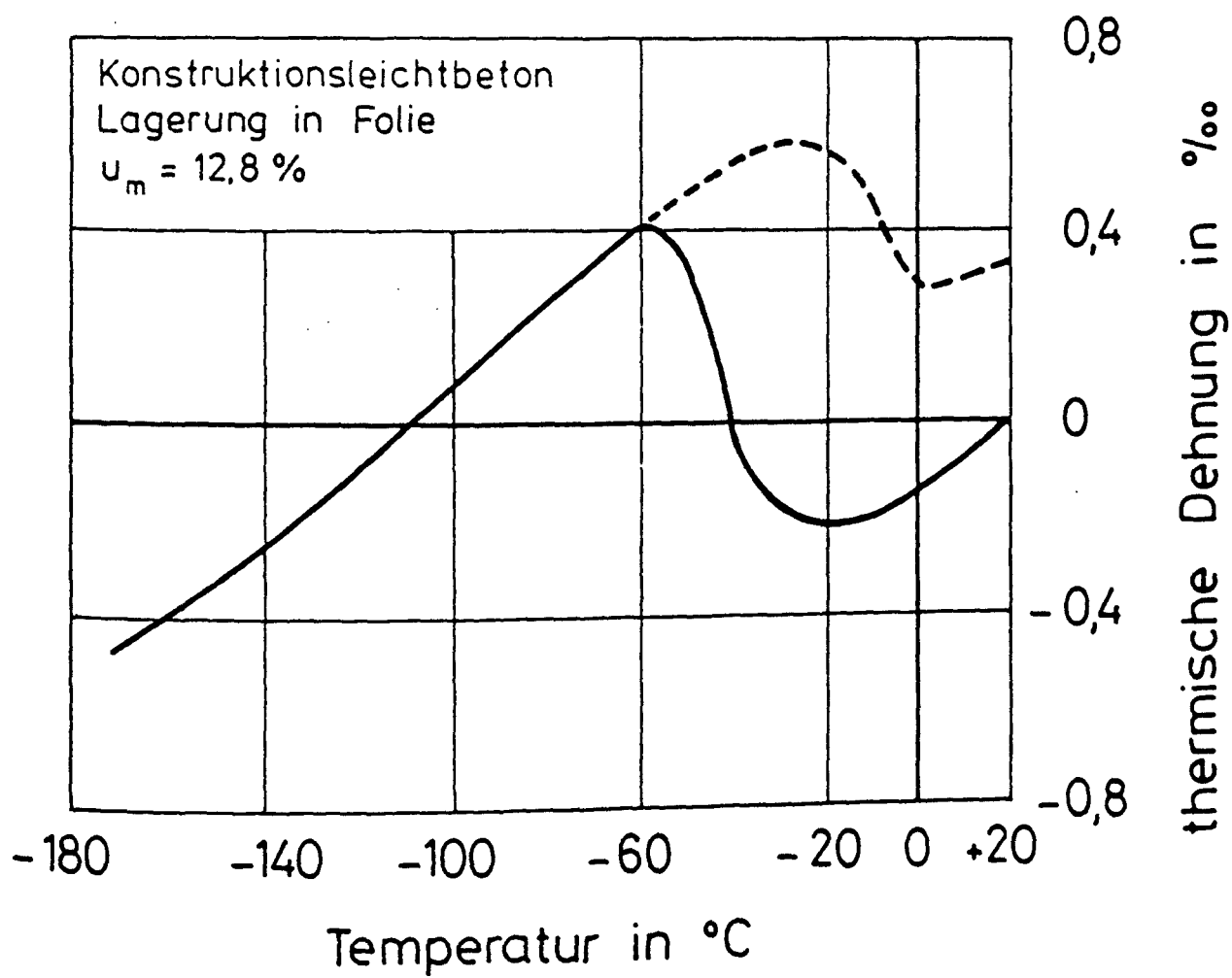


Bild 2.12: Thermische Dehnung des LB bei tiefen Temperaturen

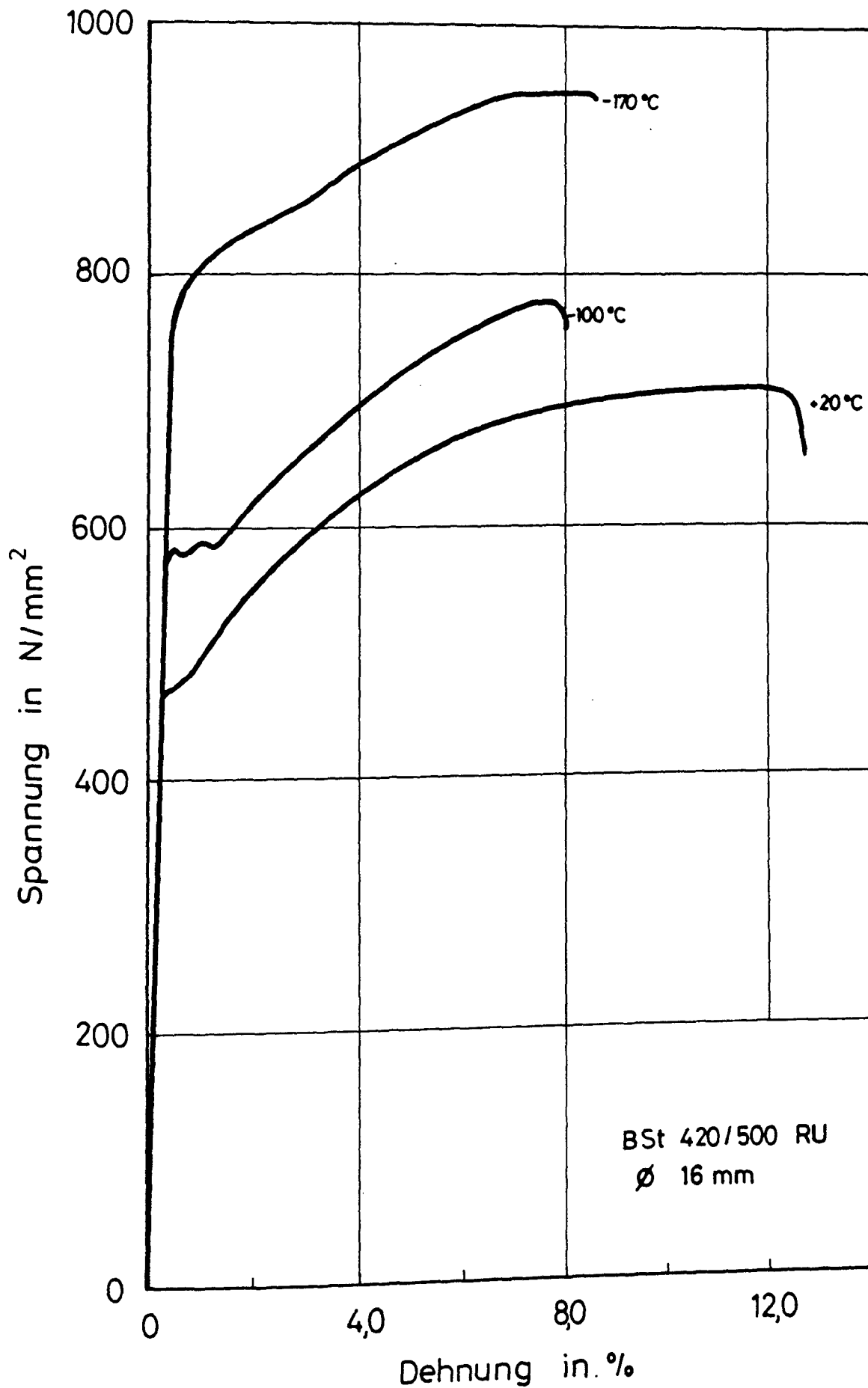


Bild 3.1: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betonstahls BSt 420/500 RU bei tiefen Temperaturen

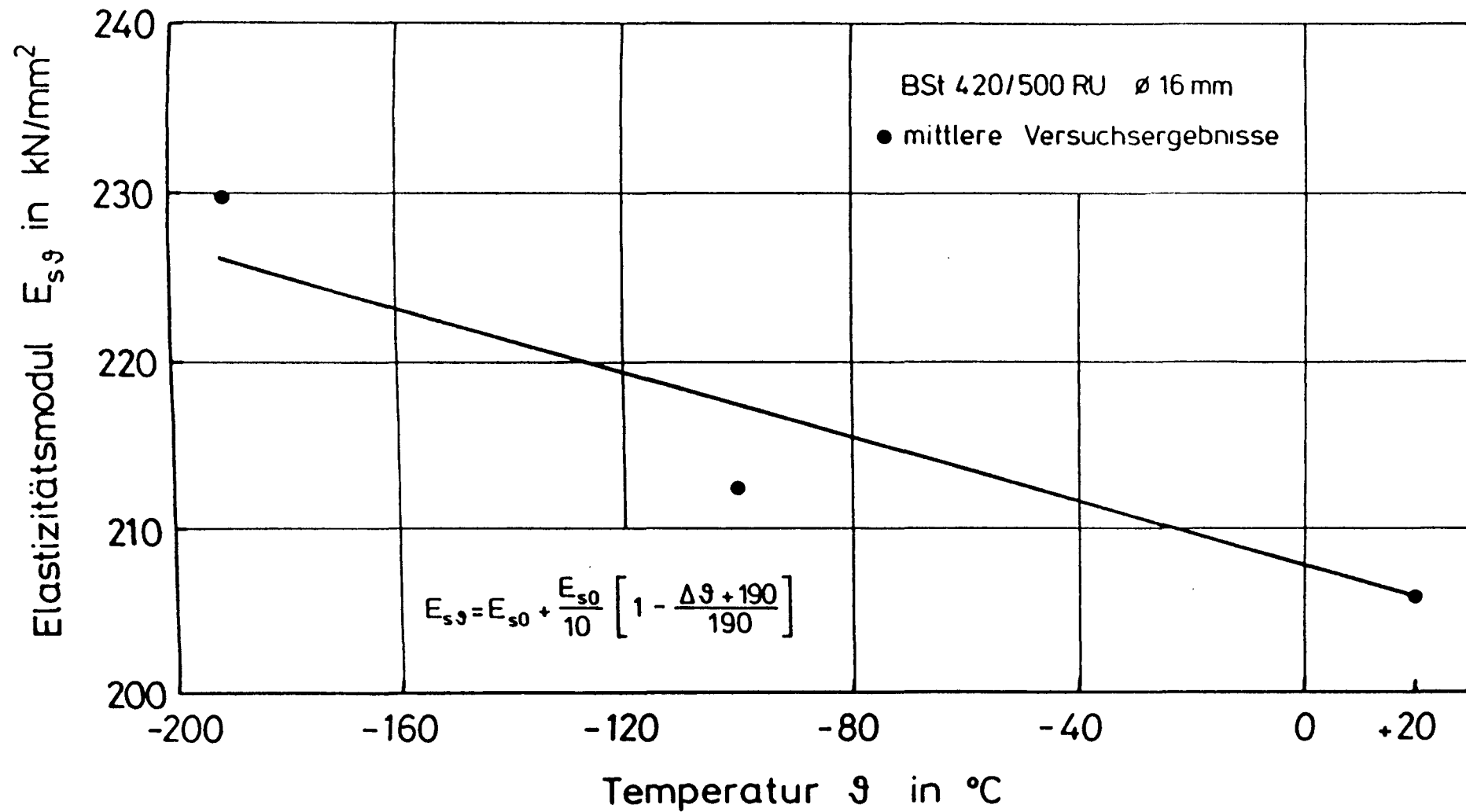


Bild 3.2: Elastizitätsmodul des Betonstahls BSt 420/500 RU bei tiefen Temperaturen

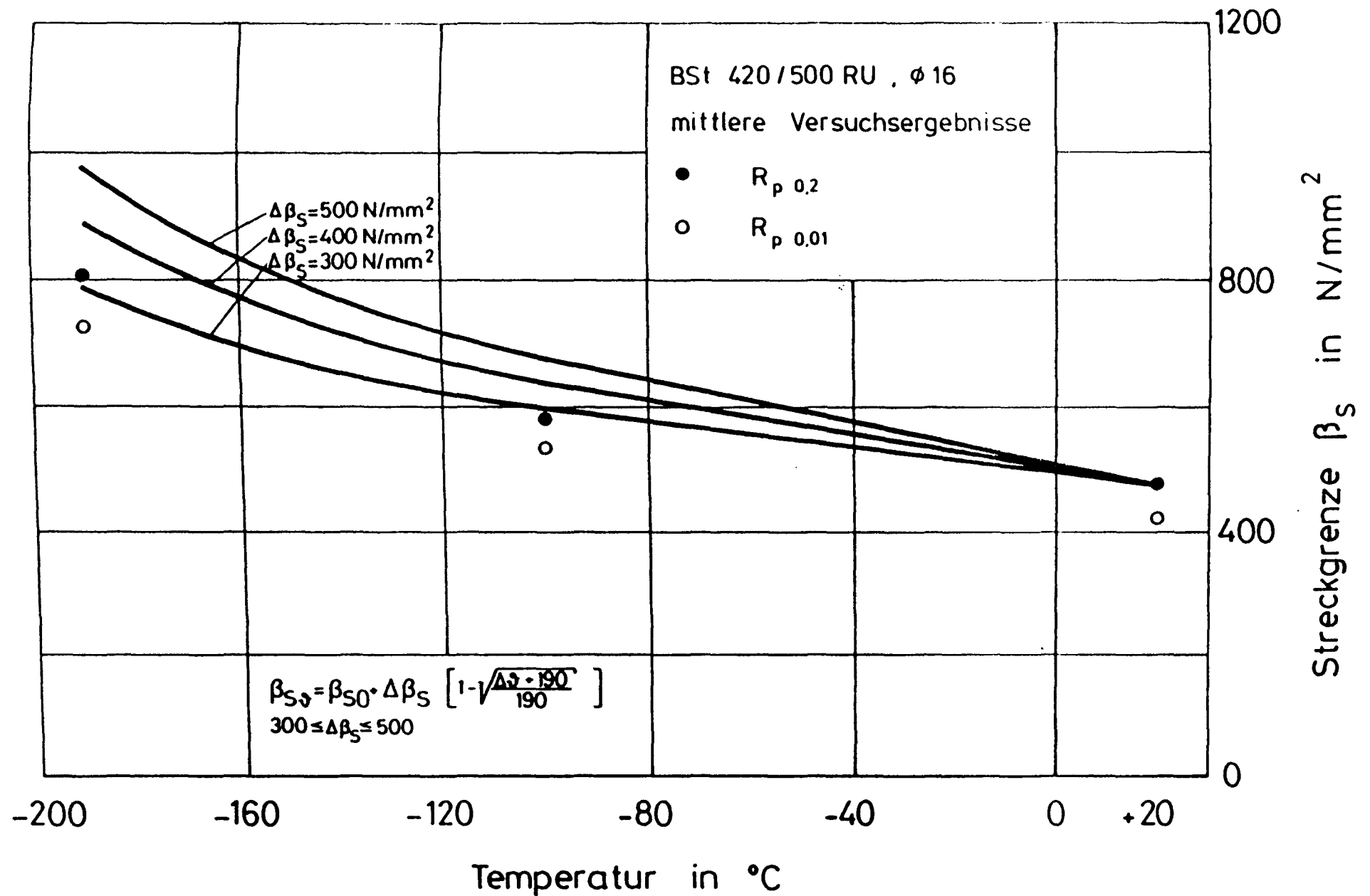


Bild 3.3: Streckgrenze des Betonstahls BSt 420/500 RU bei tiefen Temperaturen

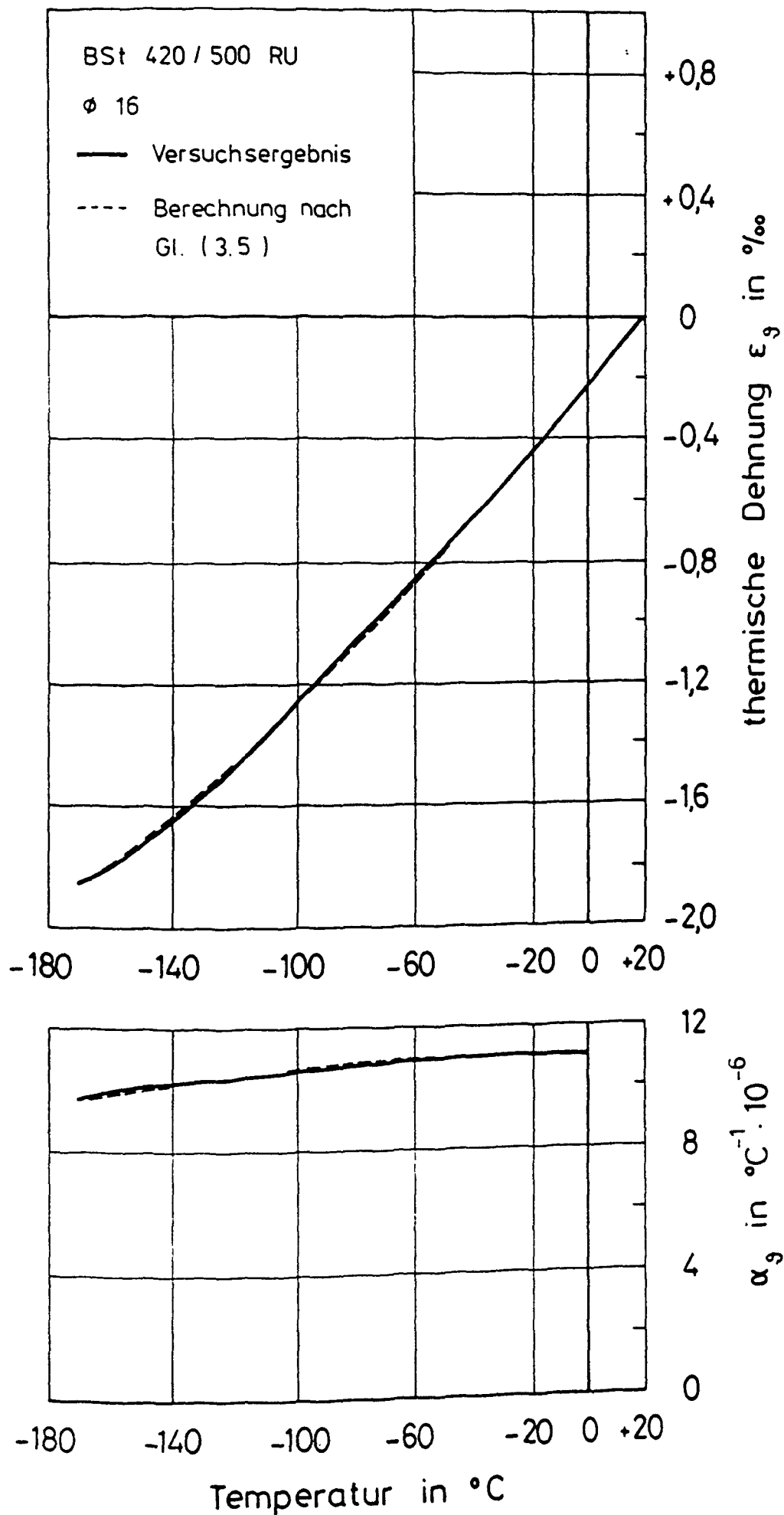


Bild 3.4: Thermische Dehnung des Betonstahls BSt 420/500 RU
 bei tiefen Temperaturen

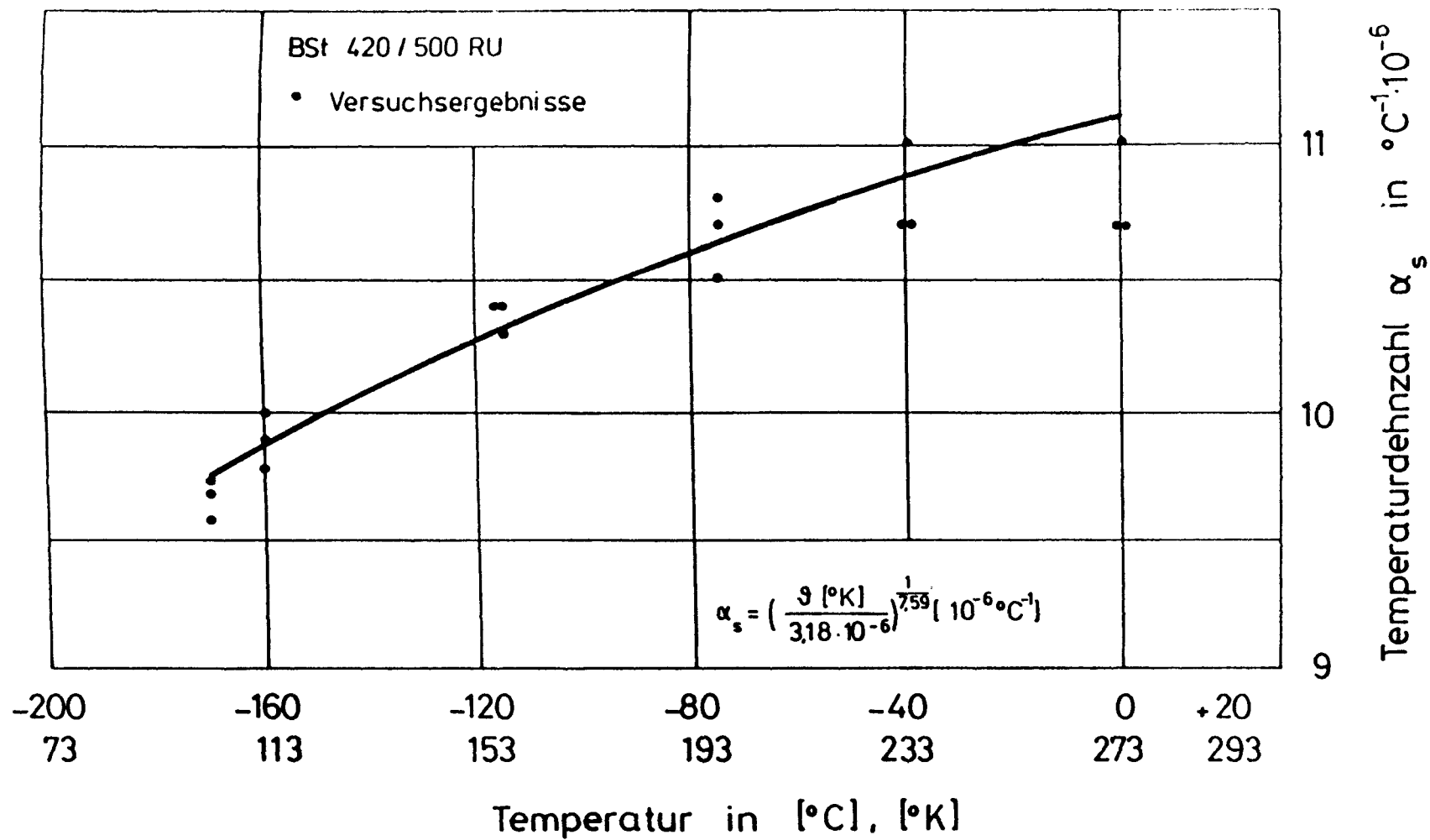
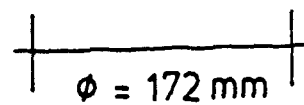
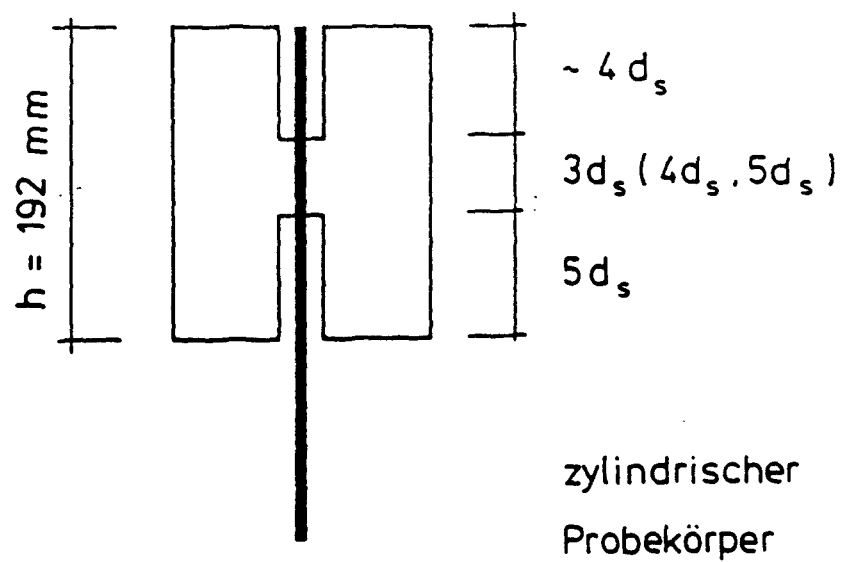


Bild 3.5: Temperaturausdehnungskoeffizient des Betonstahls BSt 420/500 RU bei tiefen Temperaturen

Längsschnitt



Querschnitt

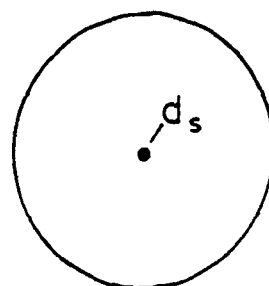


Bild 4.1: Geometrische Ausbildung der Probekörper für Ausziehversuche bei tiefen Temperaturen

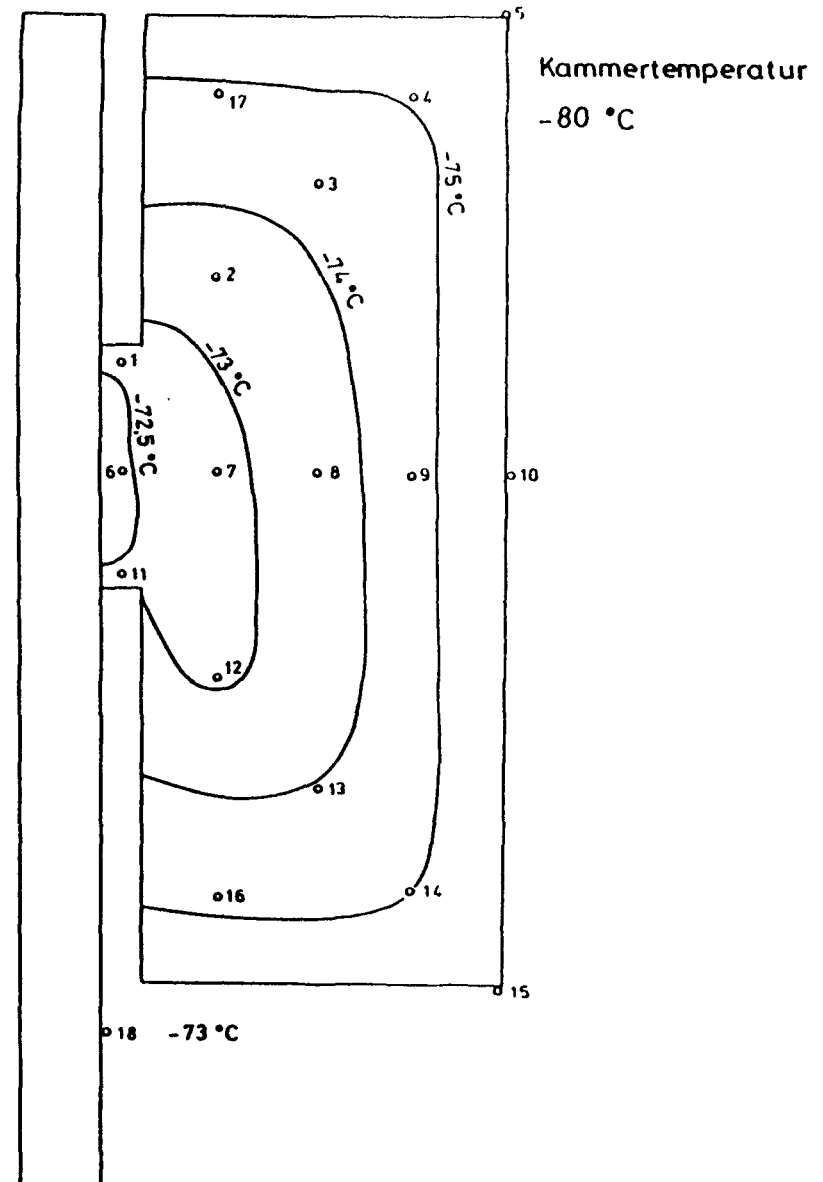
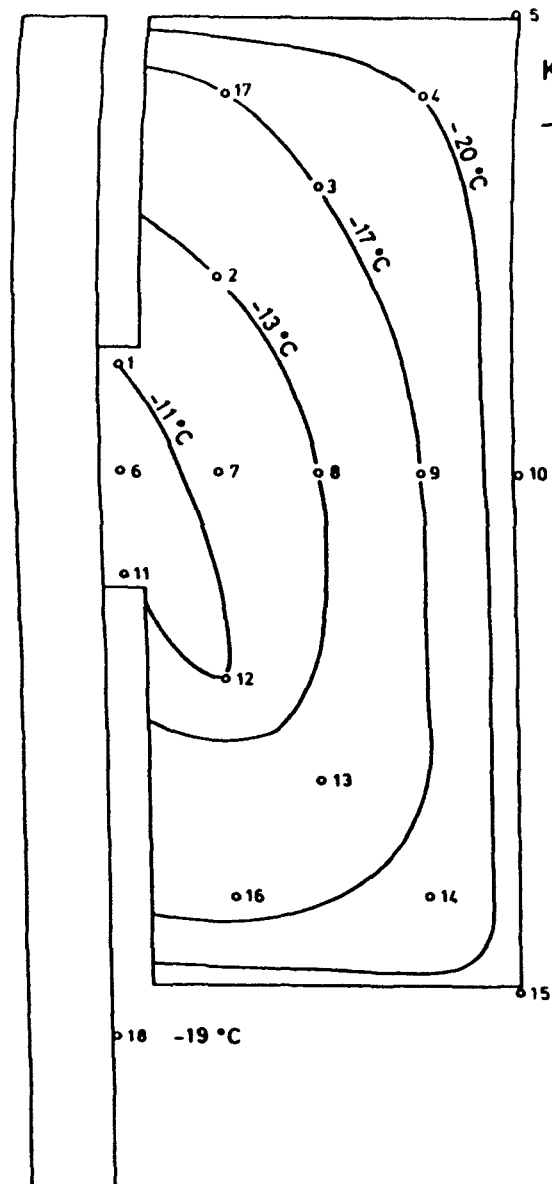


Bild 4.2: Temperaturfelder eines zylindrischen Ausziehkörpers bei Kammertemperaturen von $\vartheta = - 23$ und $- 80$ °C

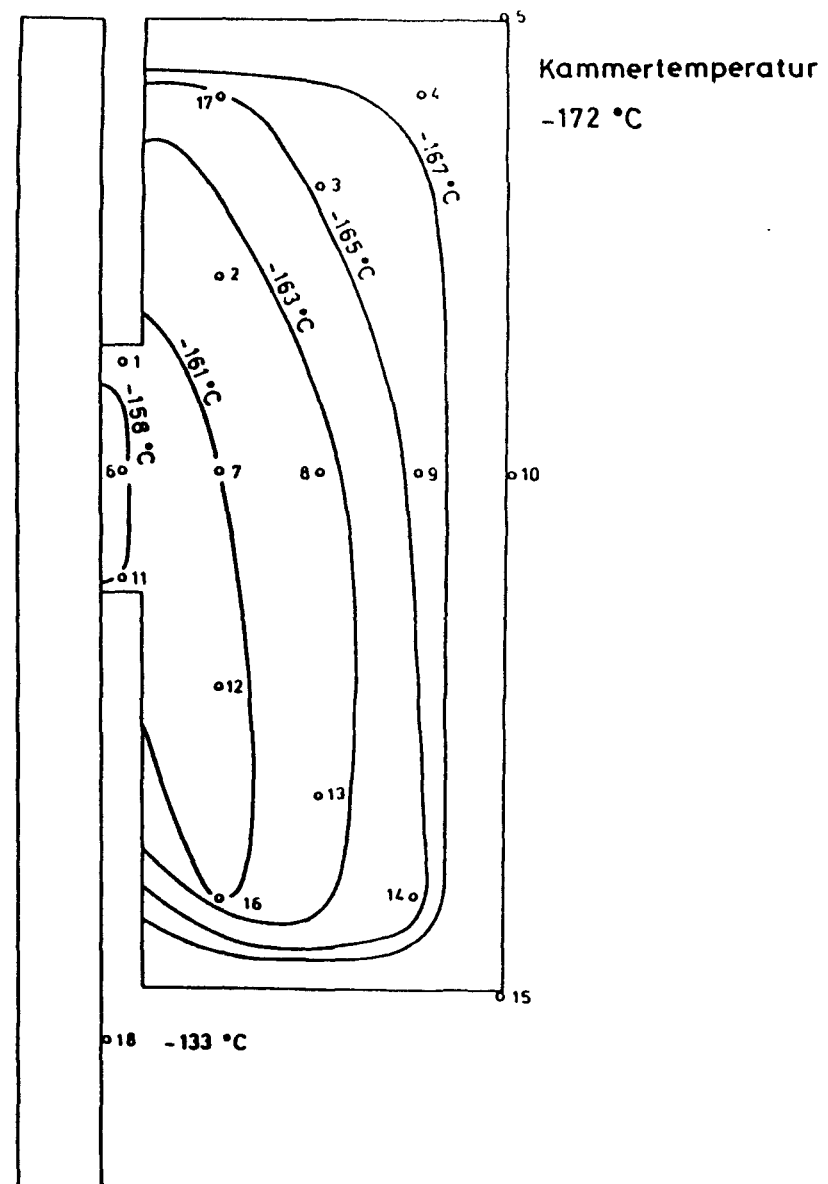
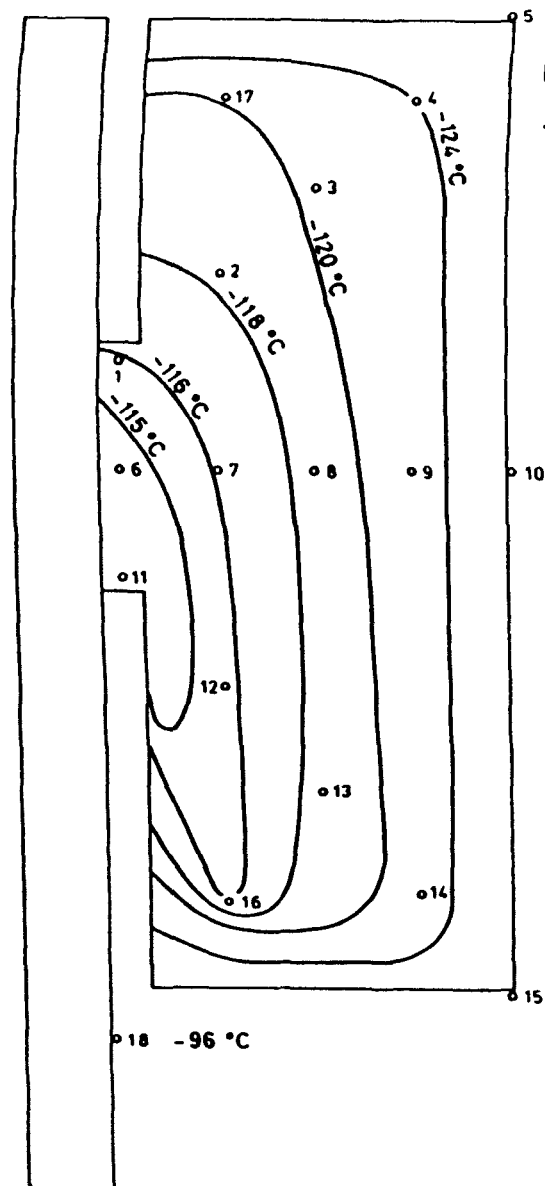


Bild 4.3: Temperaturfelder eines zylindrischen Ausziehkörpers bei Kammertemperaturen von $\vartheta = -130$ und -172 °C

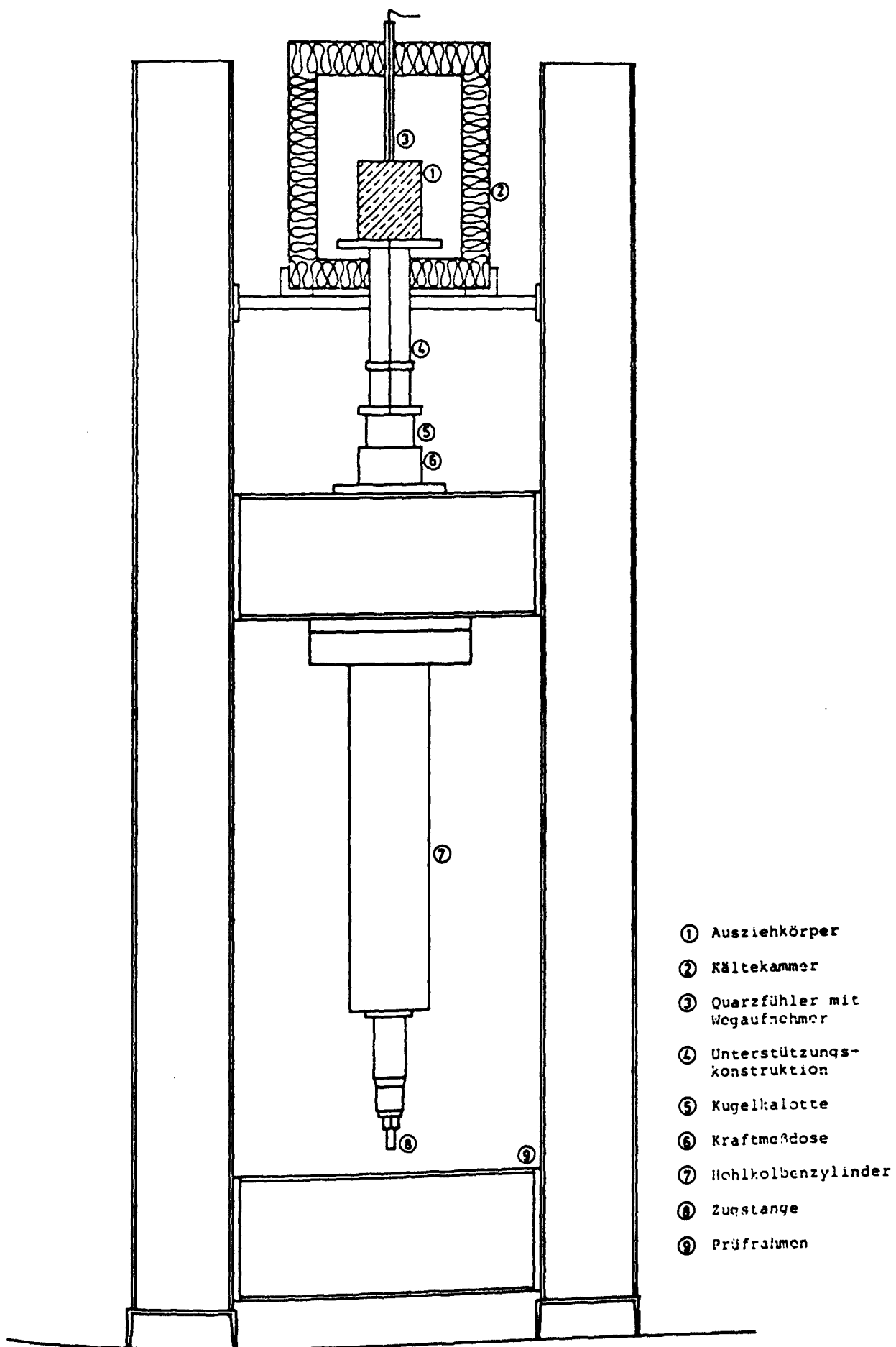


Bild 4.4: Versuchsstand für Ausziehversuche bei tiefen Temperaturen

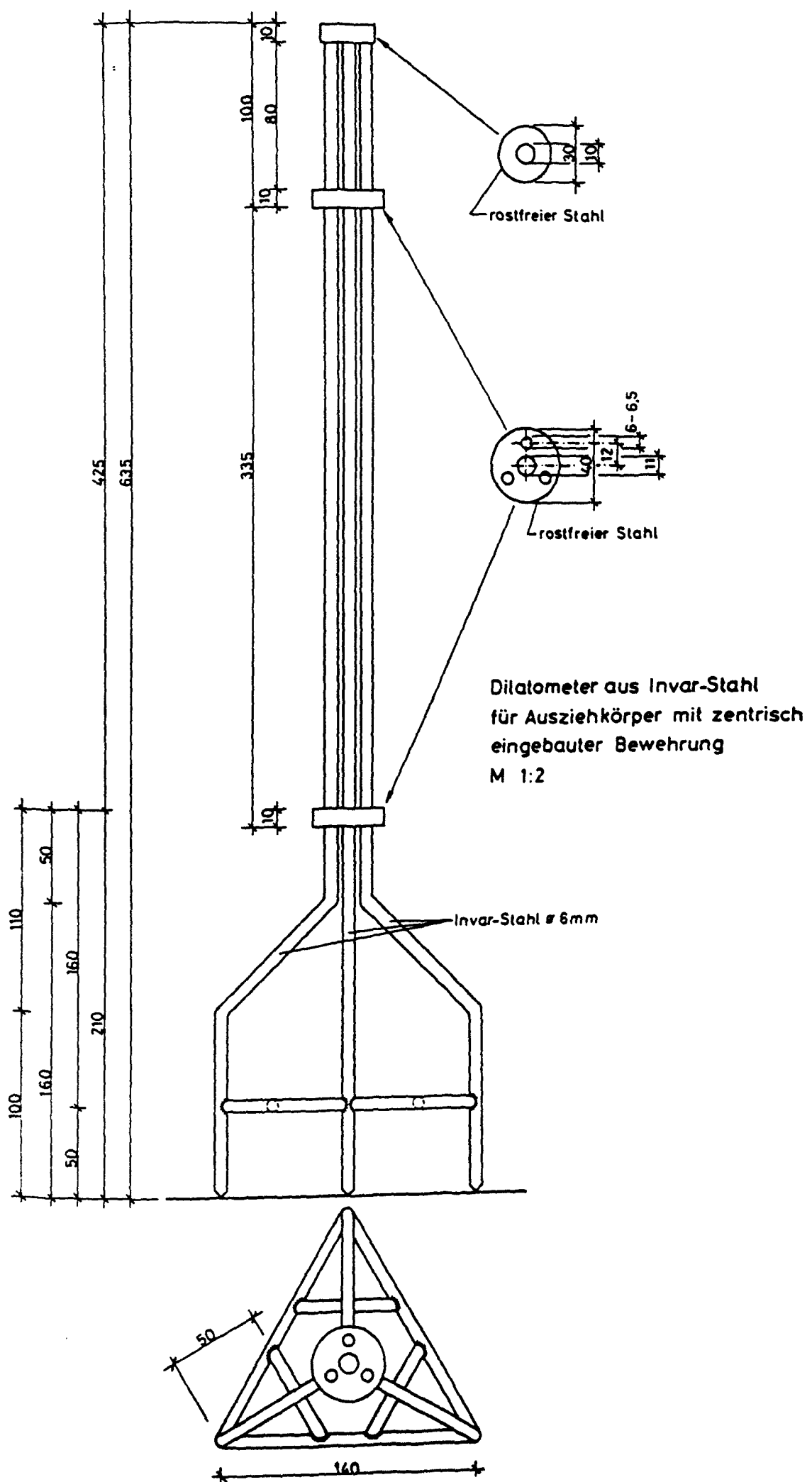


Bild 4.5: Dilatometer-Einrichtung zur Messung der Stabendverschiebung bei tiefen Temperaturen

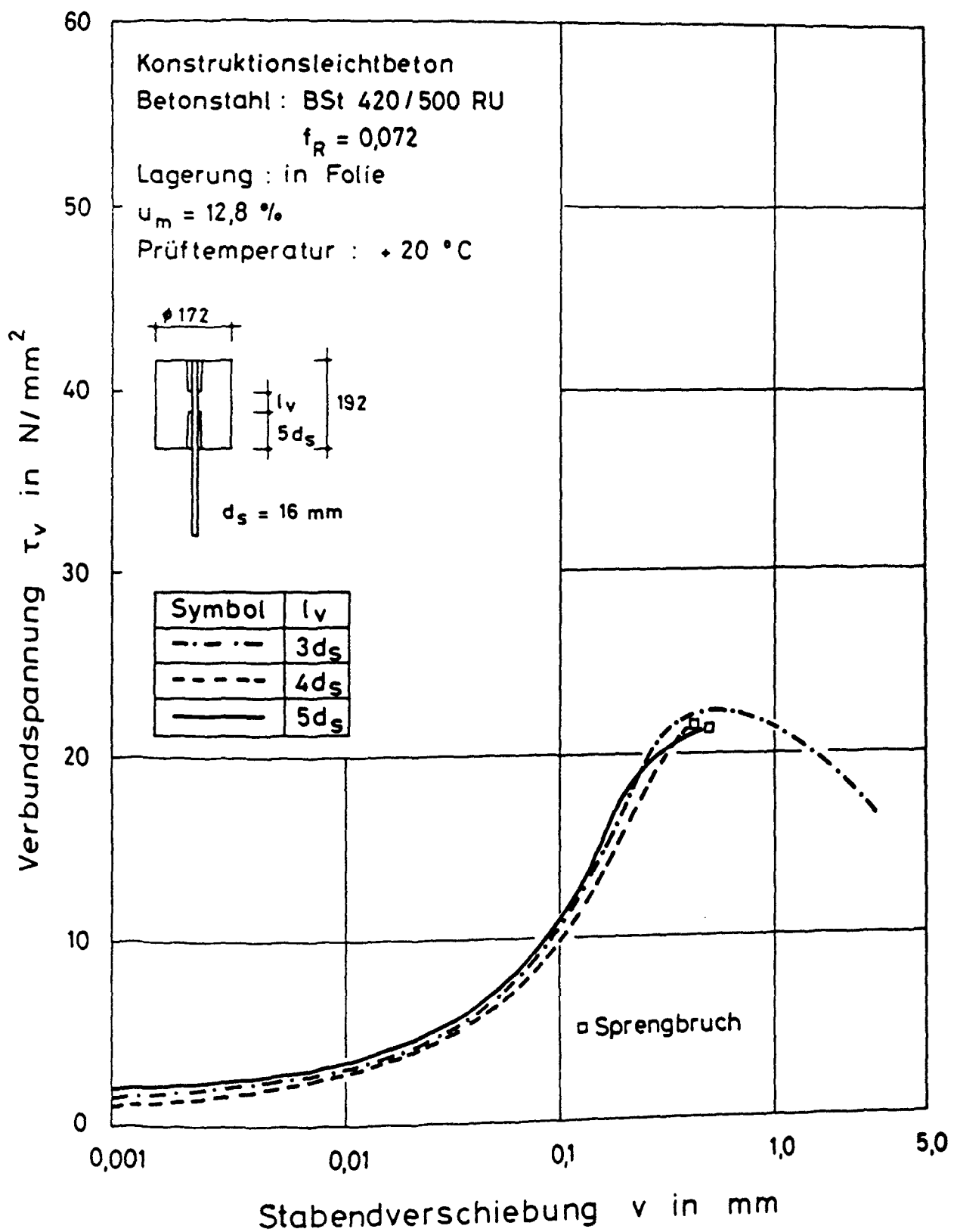


Bild 4.6: Abhängigkeit der mittleren Verbundspannung von Verbundlänge und Stabendverschiebung bei $\vartheta = +20^\circ\text{C}$

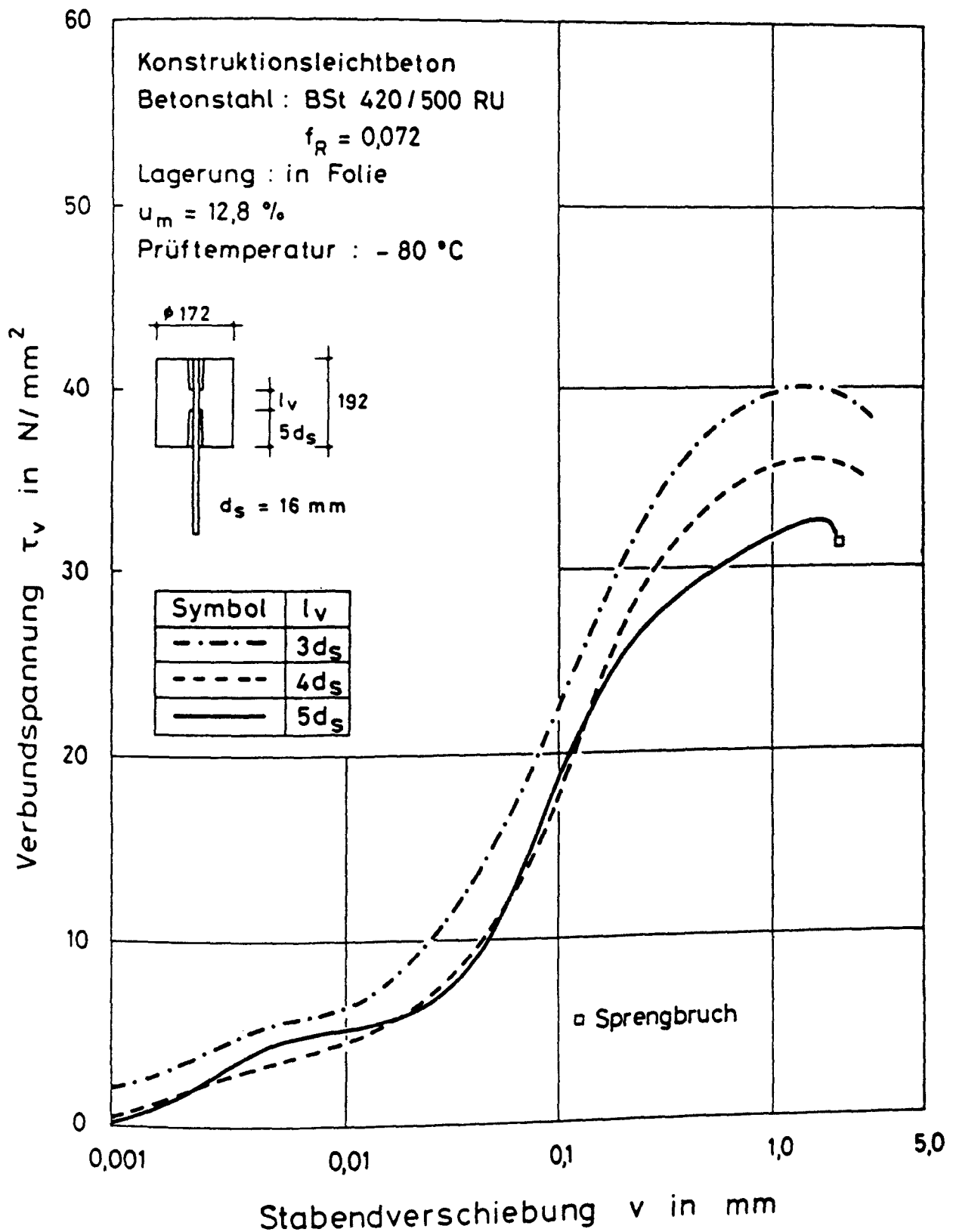


Bild 4.7: Abhängigkeit der mittleren Verbundspannung von Verbundlänge und Stabendverschiebung bei $\vartheta = -80 \text{ }^\circ\text{C}$

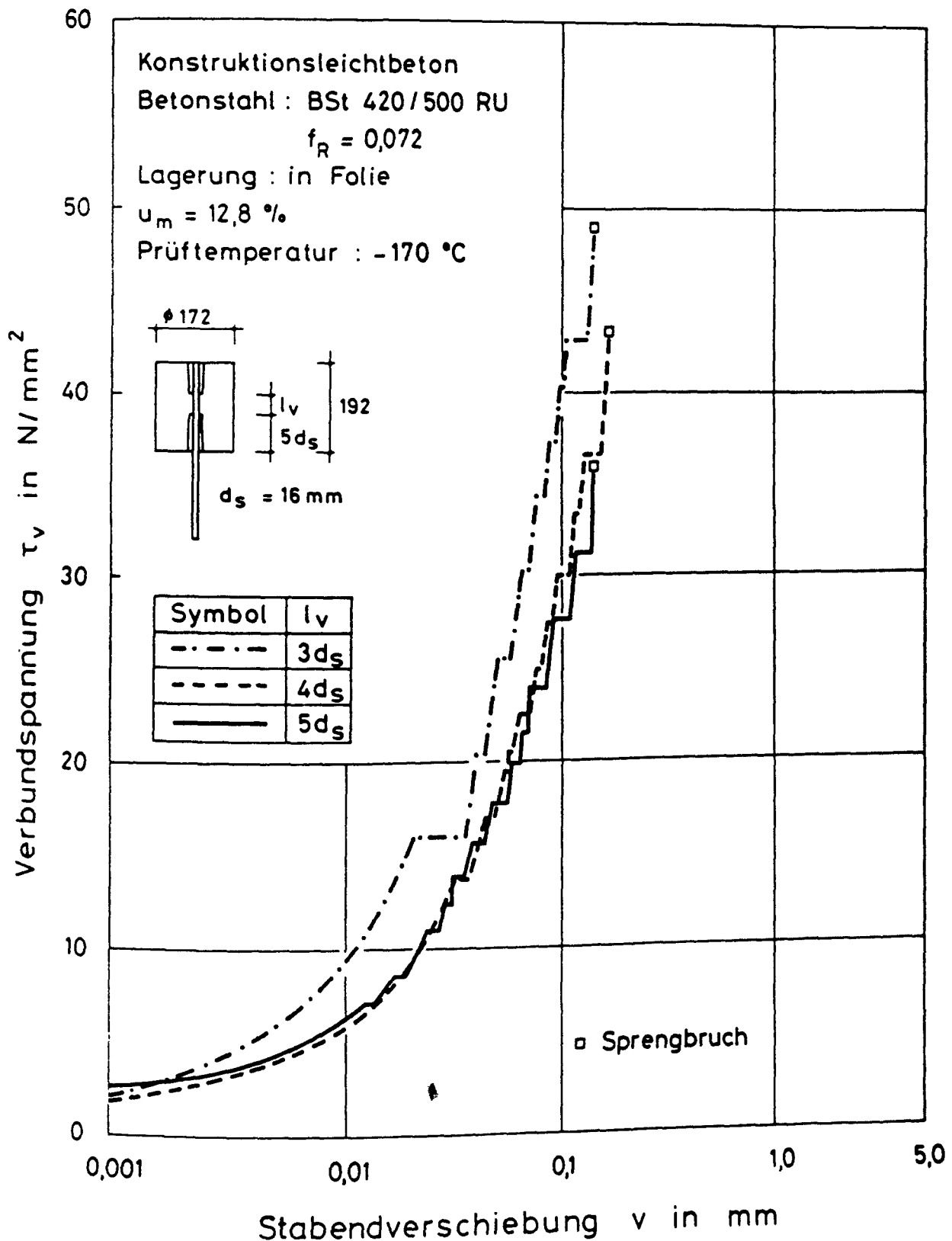


Bild 4.8: Abhängigkeit der mittleren Verbundspannung von Verbundlänge und Stabendverschiebung bei $\vartheta = -170 \text{ }^\circ\text{C}$

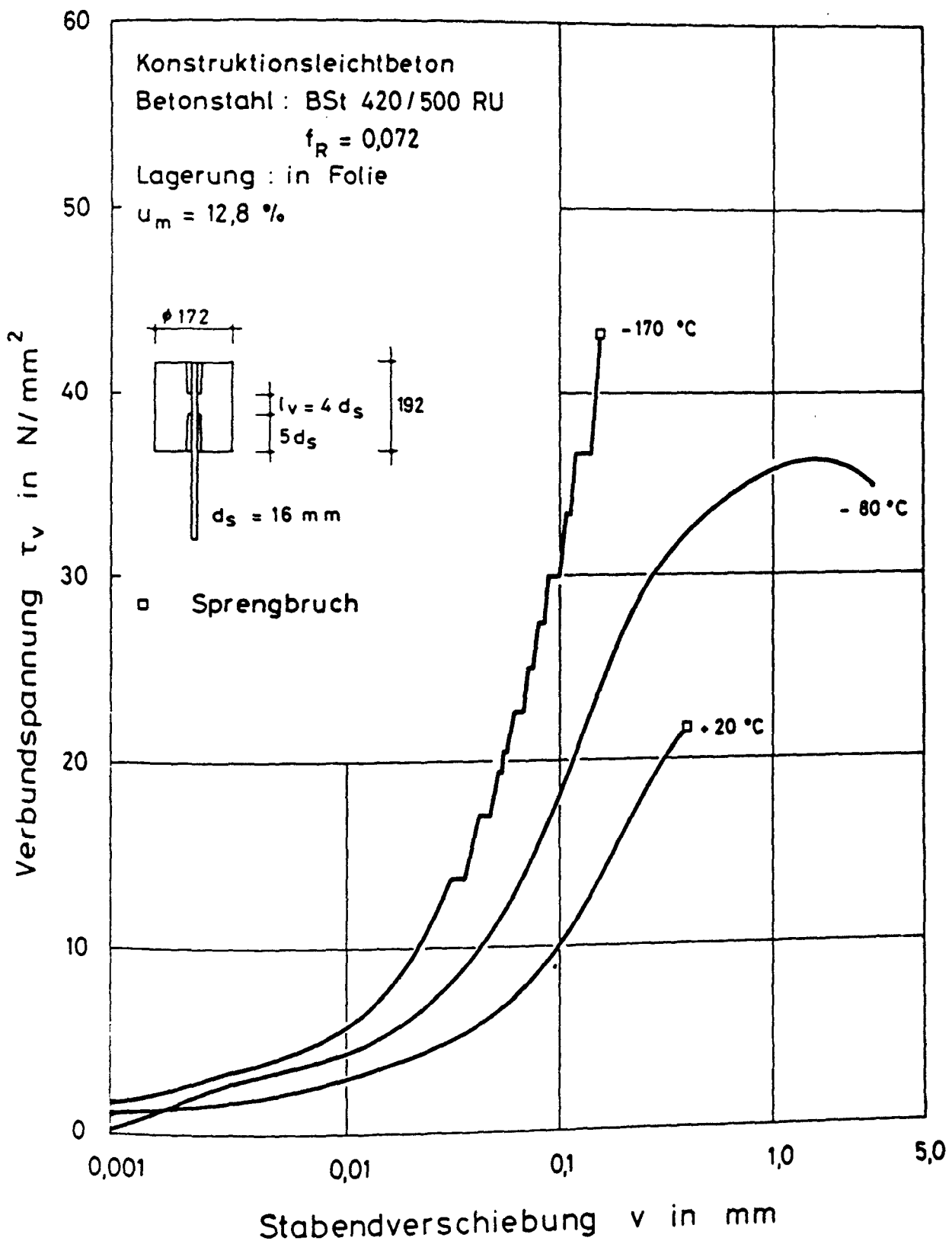


Bild 4.9: Mittlere Verbundspannungen bei einer Verbundlänge $l_v = 4 d_s$ in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei tiefen Temperaturen

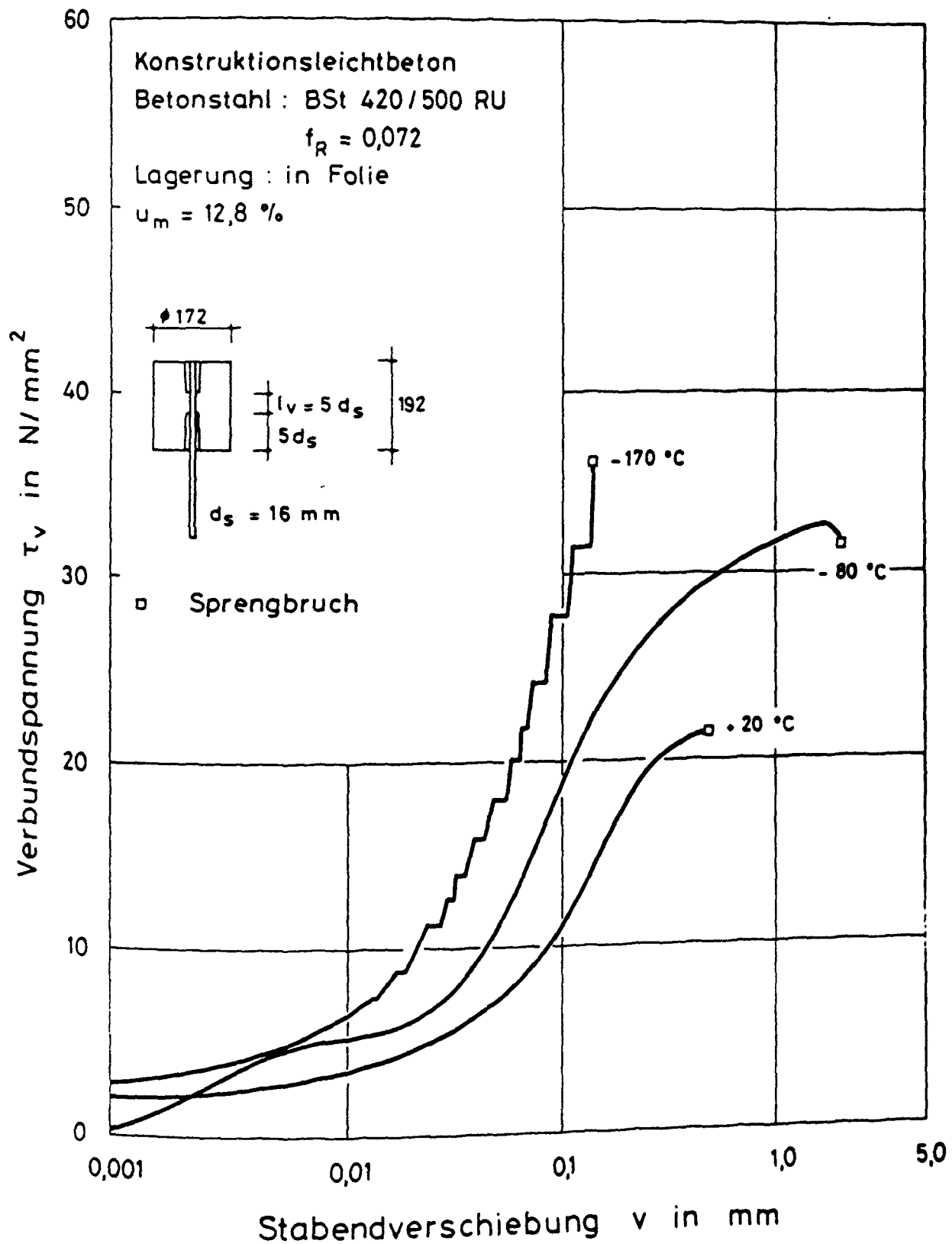


Bild 4.10: Mittlere Verbundspannungen bei einer Verbundlänge $l_v = 5 d_s$ in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei tiefen Temperaturen

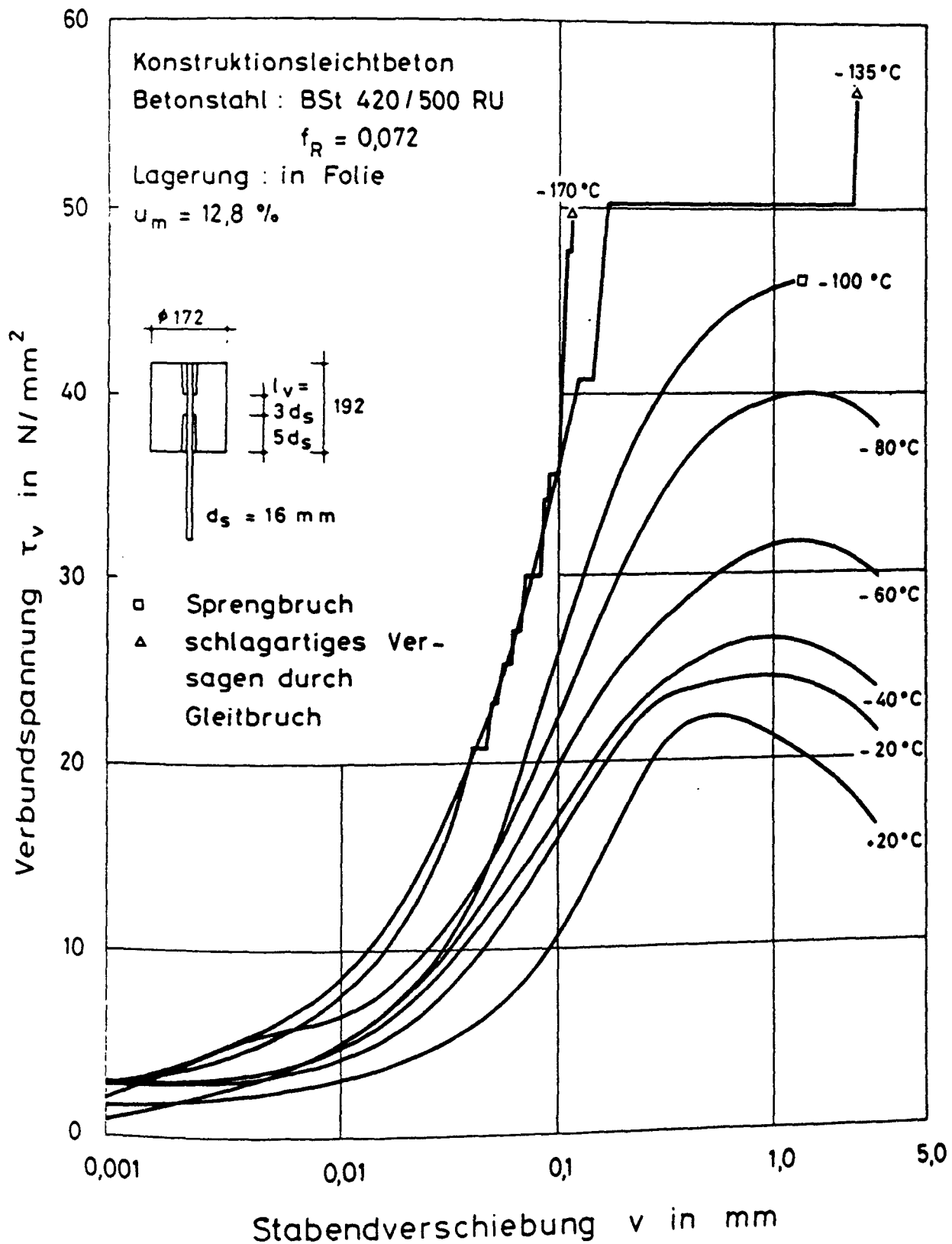


Bild 4.11: Mittlere Verbundspannungen bei einer Verbundlänge $l_v = 3 d_s$ in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei tiefen Temperaturen

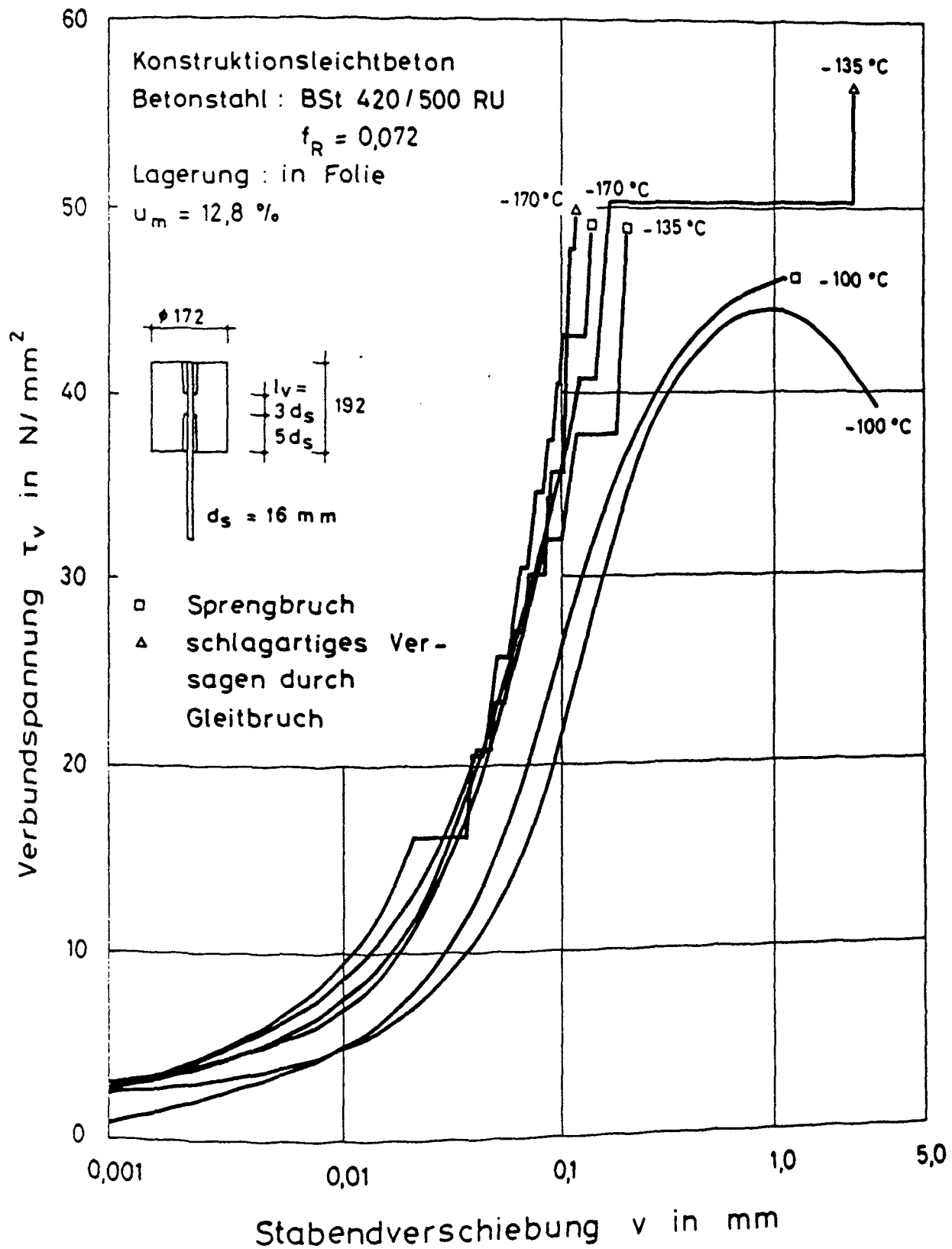


Bild 4.12: Mittlere Verbundspannungen bei einer Verbundlänge $l_v = 3 d_s$ in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei $\vartheta = -100, -135, -170 \text{ °C}$

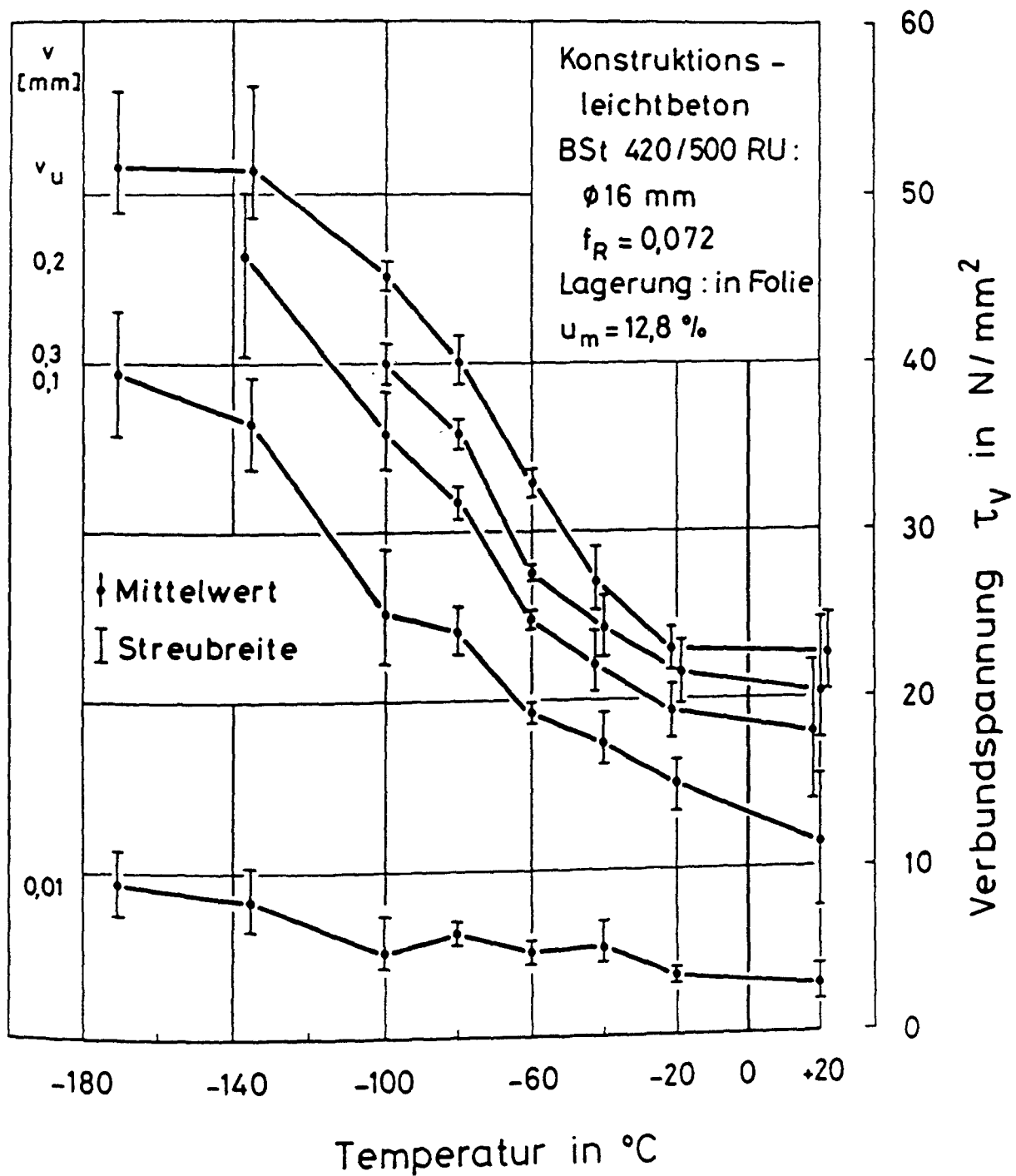


Bild 4.13: Mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

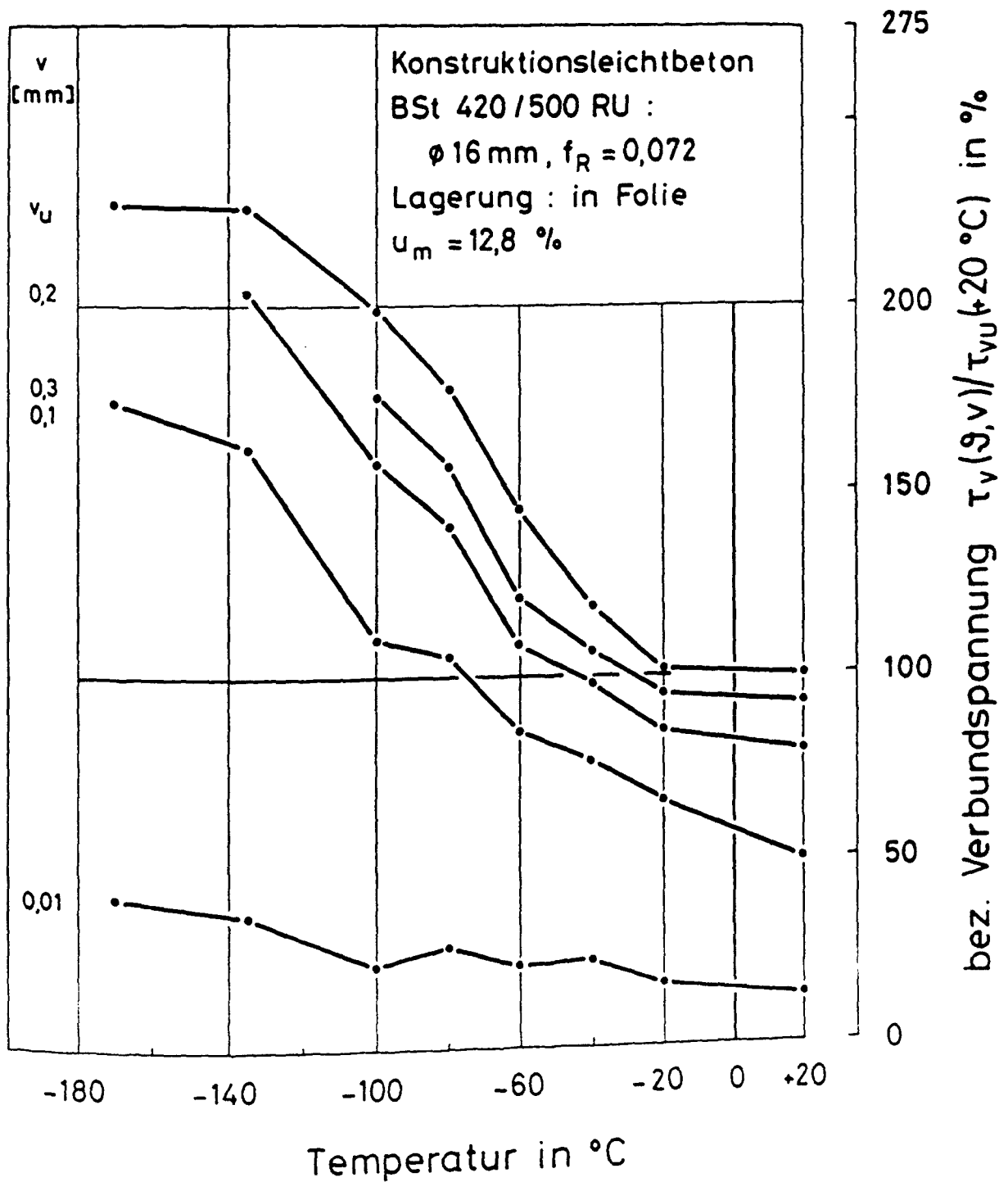


Bild 4.14: Auf $\tau_{vu}(+20^\circ\text{C})$ bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

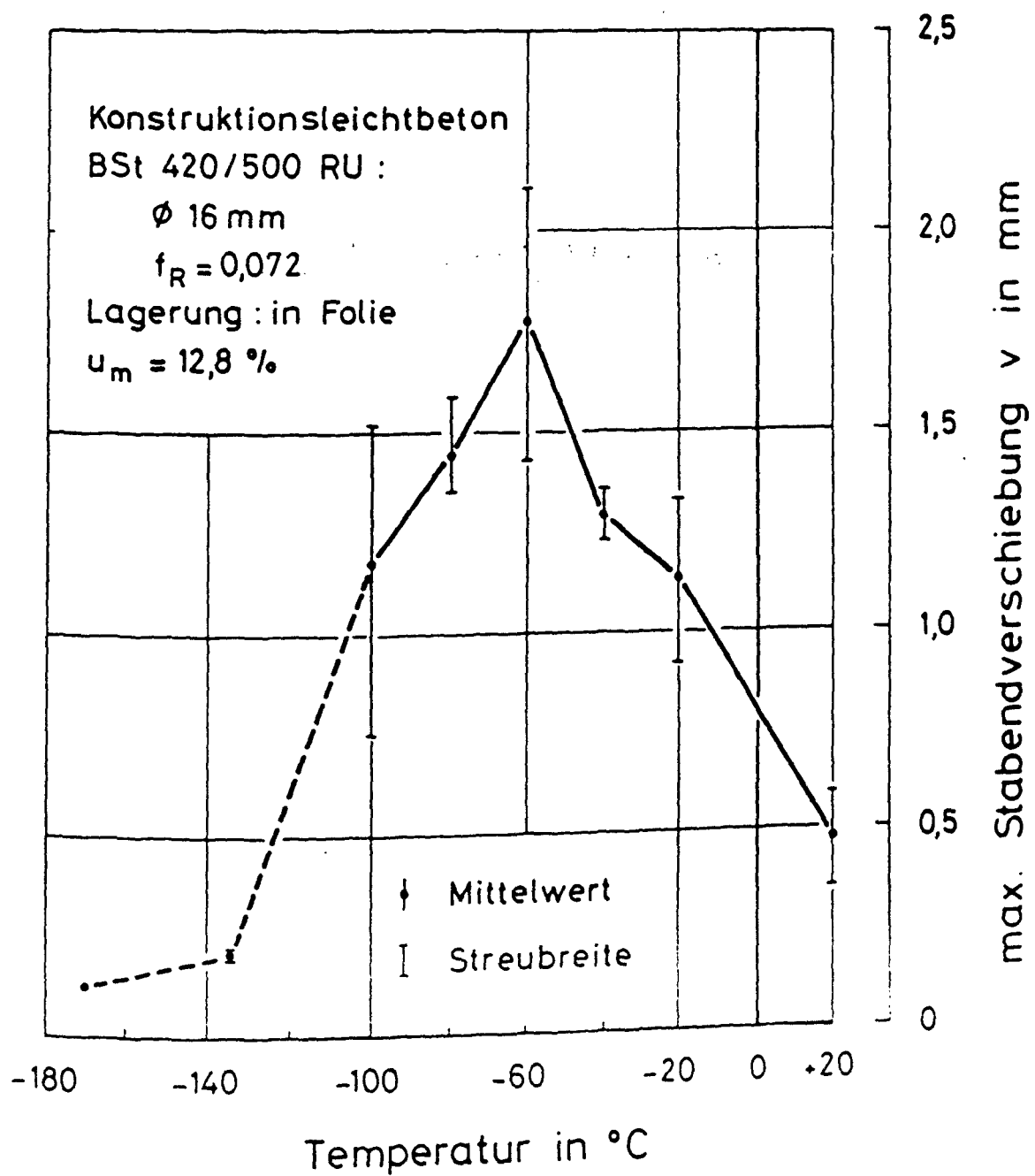


Bild 4.15: Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung bei tiefen Temperaturen

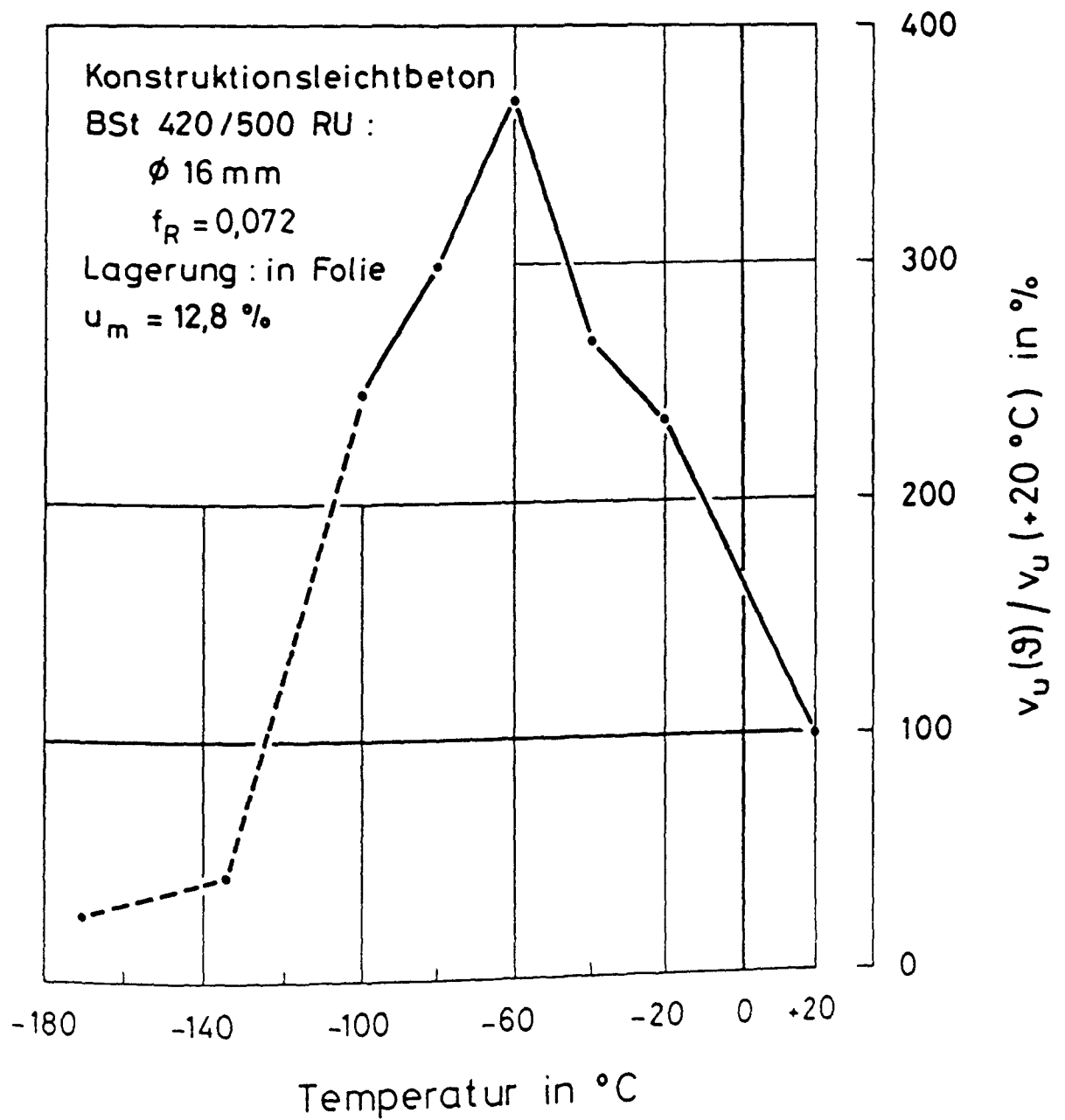


Bild 4.16: Auf $\vartheta = +20\text{ °C}$ bezogene zur Verbundfestigkeit gehörige Stabendverschiebung bei tiefen Temperaturen

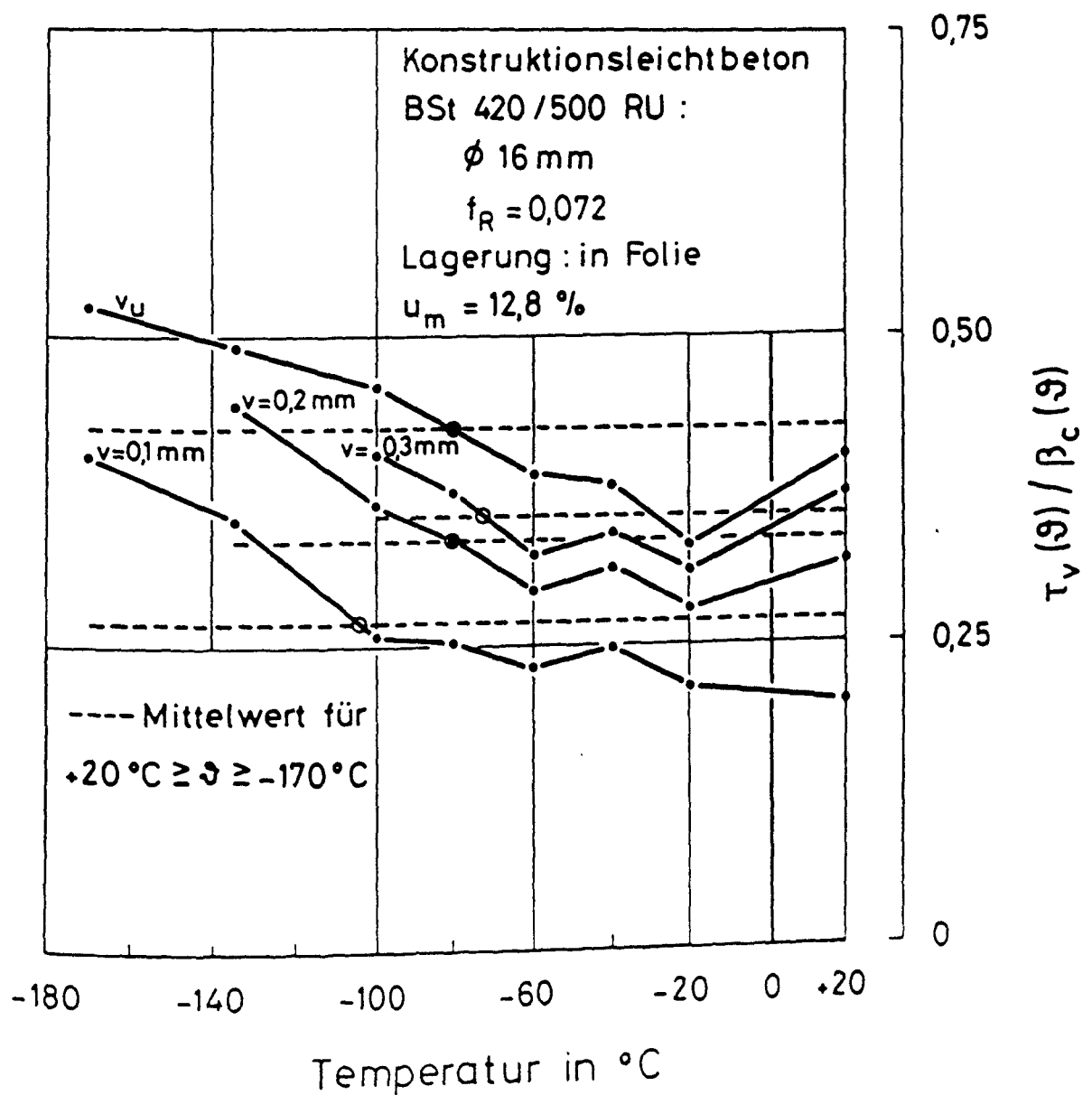


Bild 4.17: Auf die Zylinderdruckfestigkeit des LB bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung und von der Temperatur

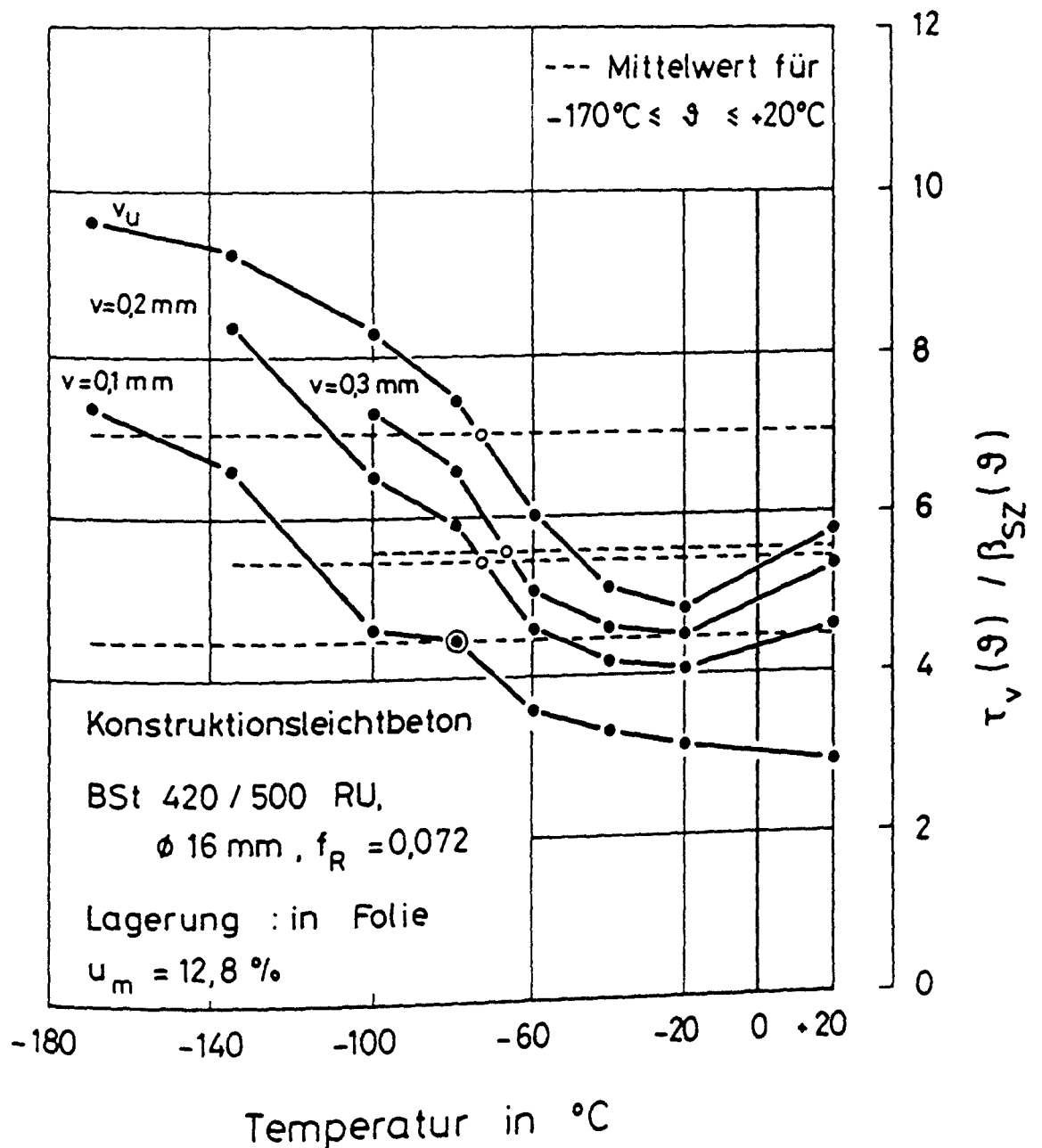


Bild 4.18: Auf die Spaltzugfestigkeit des LB bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung und von der Temperatur

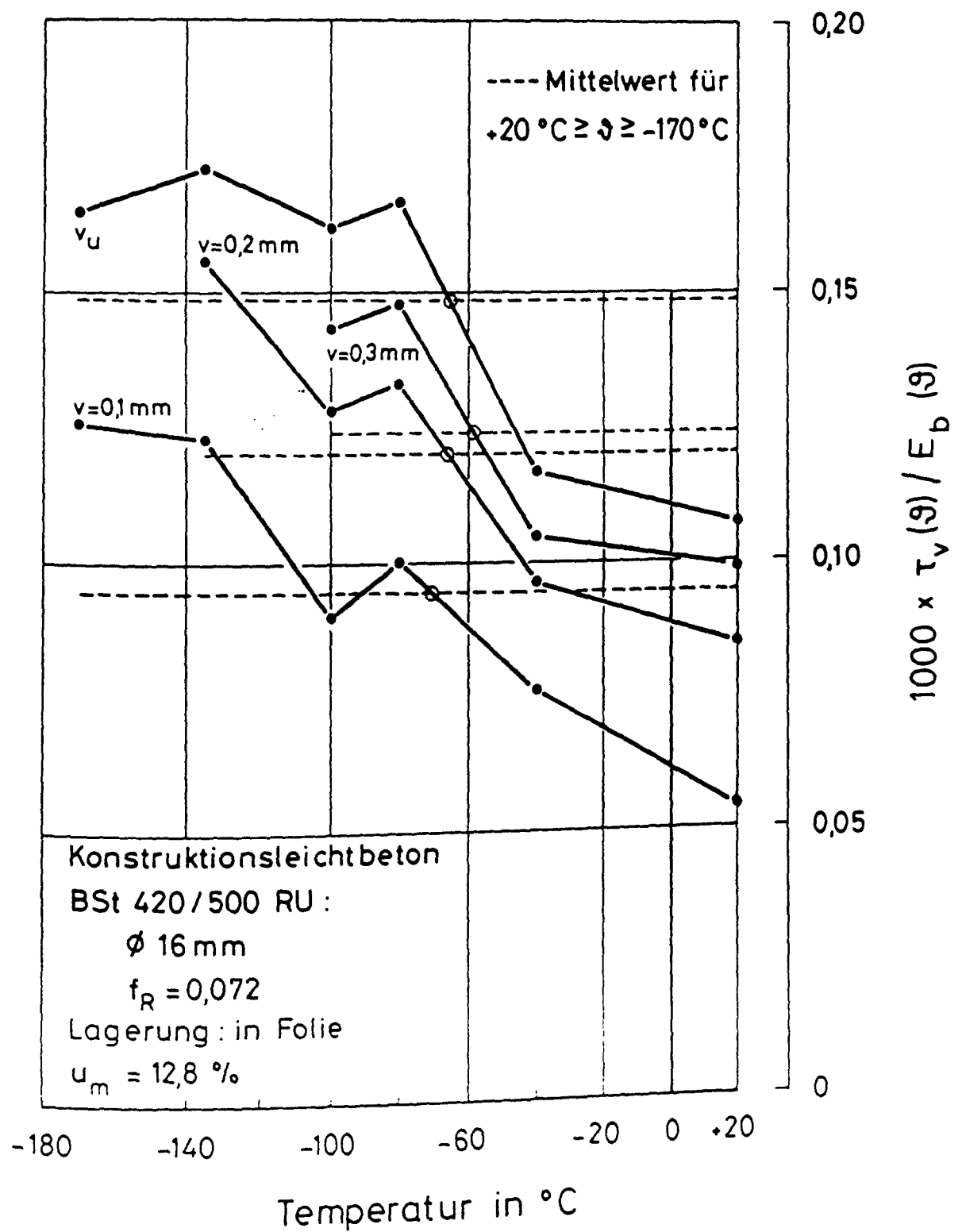


Bild 4.19: Auf den Elastizitätsmodul des LB bezogene mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung und von der Temperatur

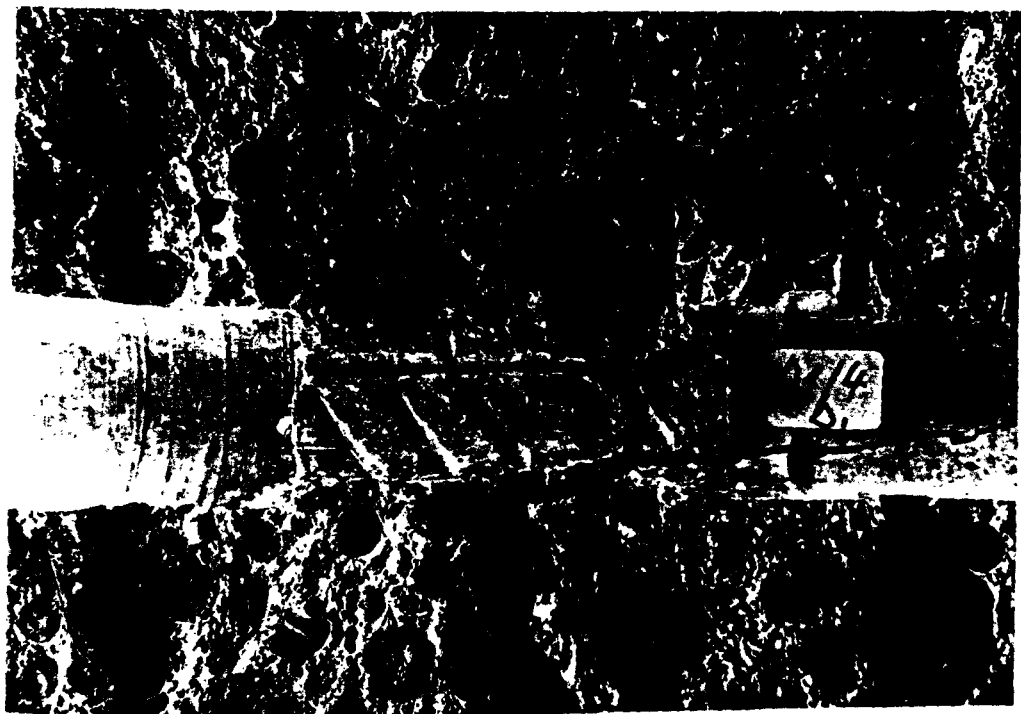
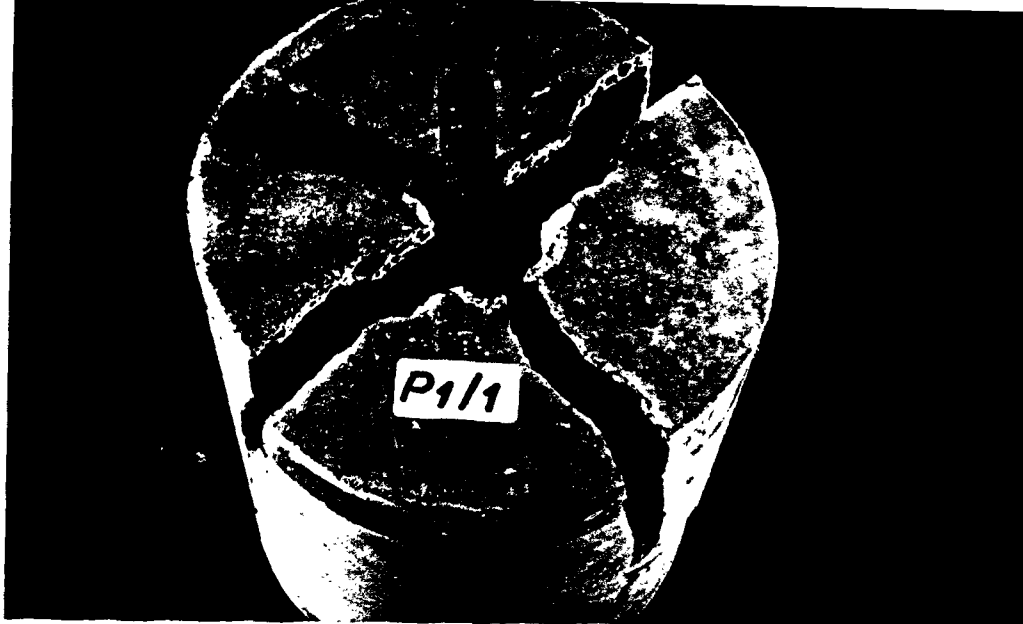
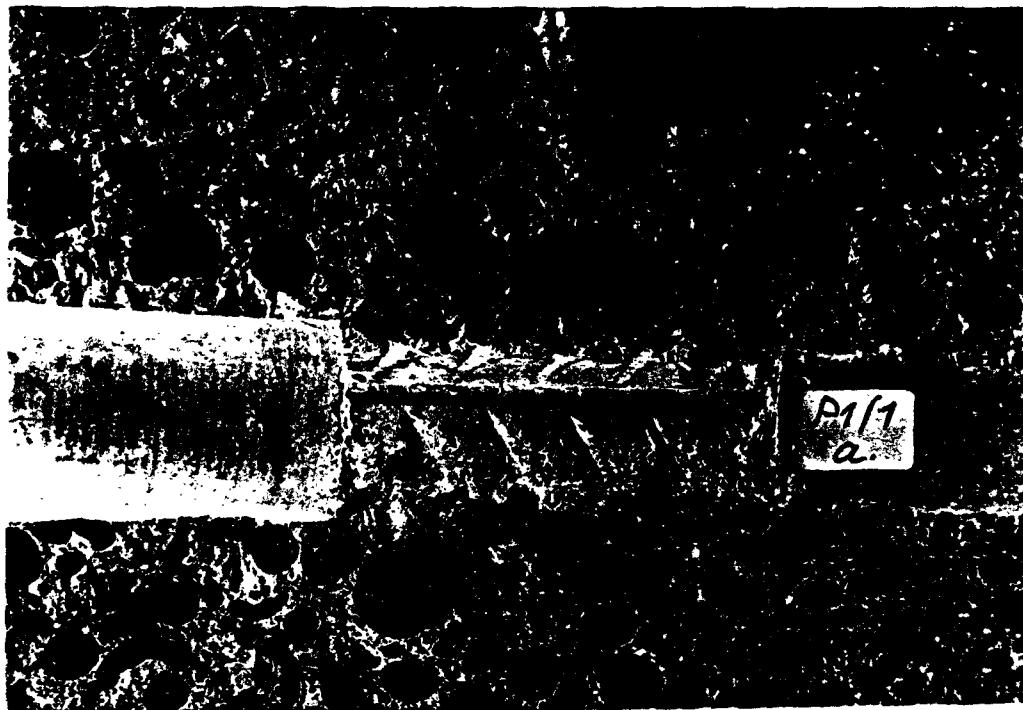


Bild 4.20: Verbundlänge eines bei RT geprüften Ausziehkörpers nach dem Versuch



Sprengbruch-
bild



Verbundlänge
nach dem
Versuch

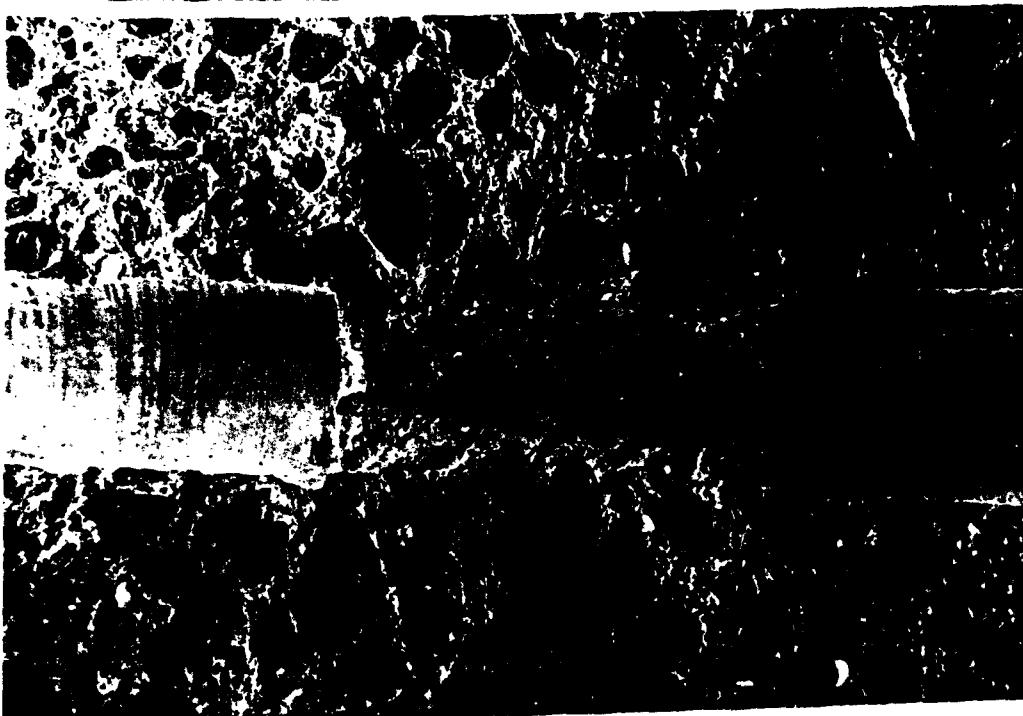


Bild 4.21: Sprengbruchbild und Verbundlänge eines bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ geprüften Ausziehkörpers nach dem Versuch

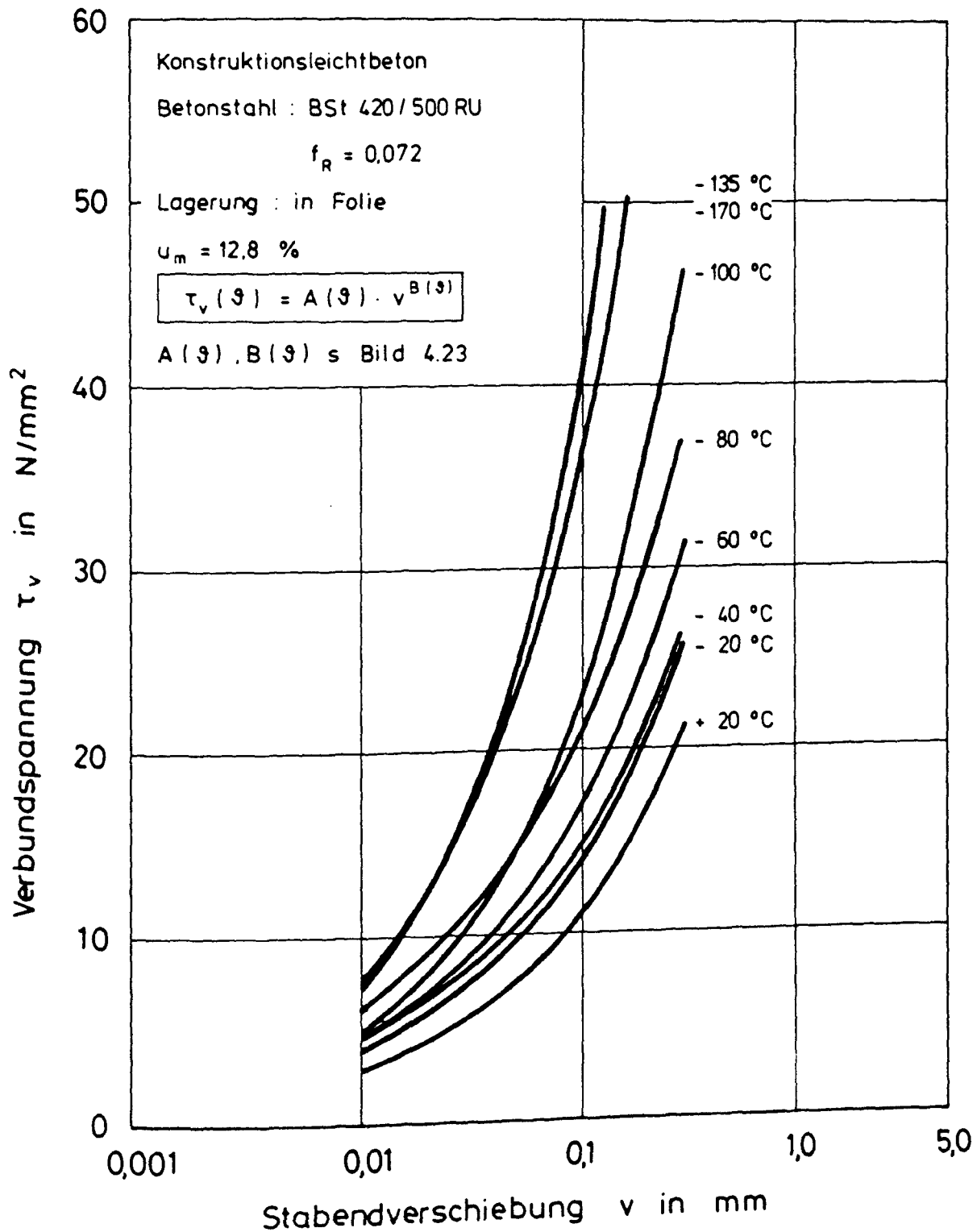


Bild 4.22: Analytisch ermittelte τ_v - v -Linien für LB bei tiefen Temperaturen

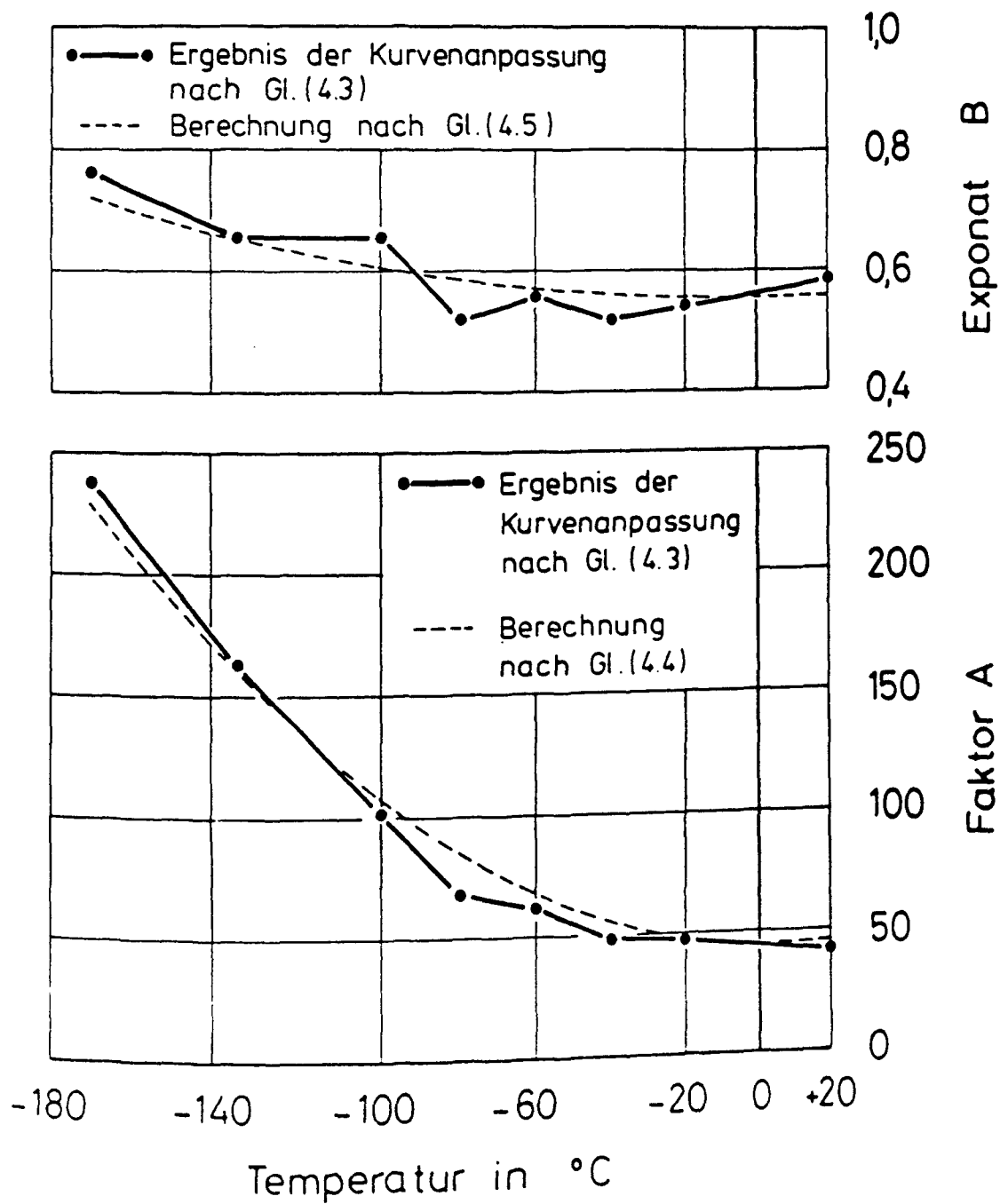


Bild 4.23: Koeffizienten des Verbund-Grundgesetzes für LB in Abhängigkeit von der Temperatur

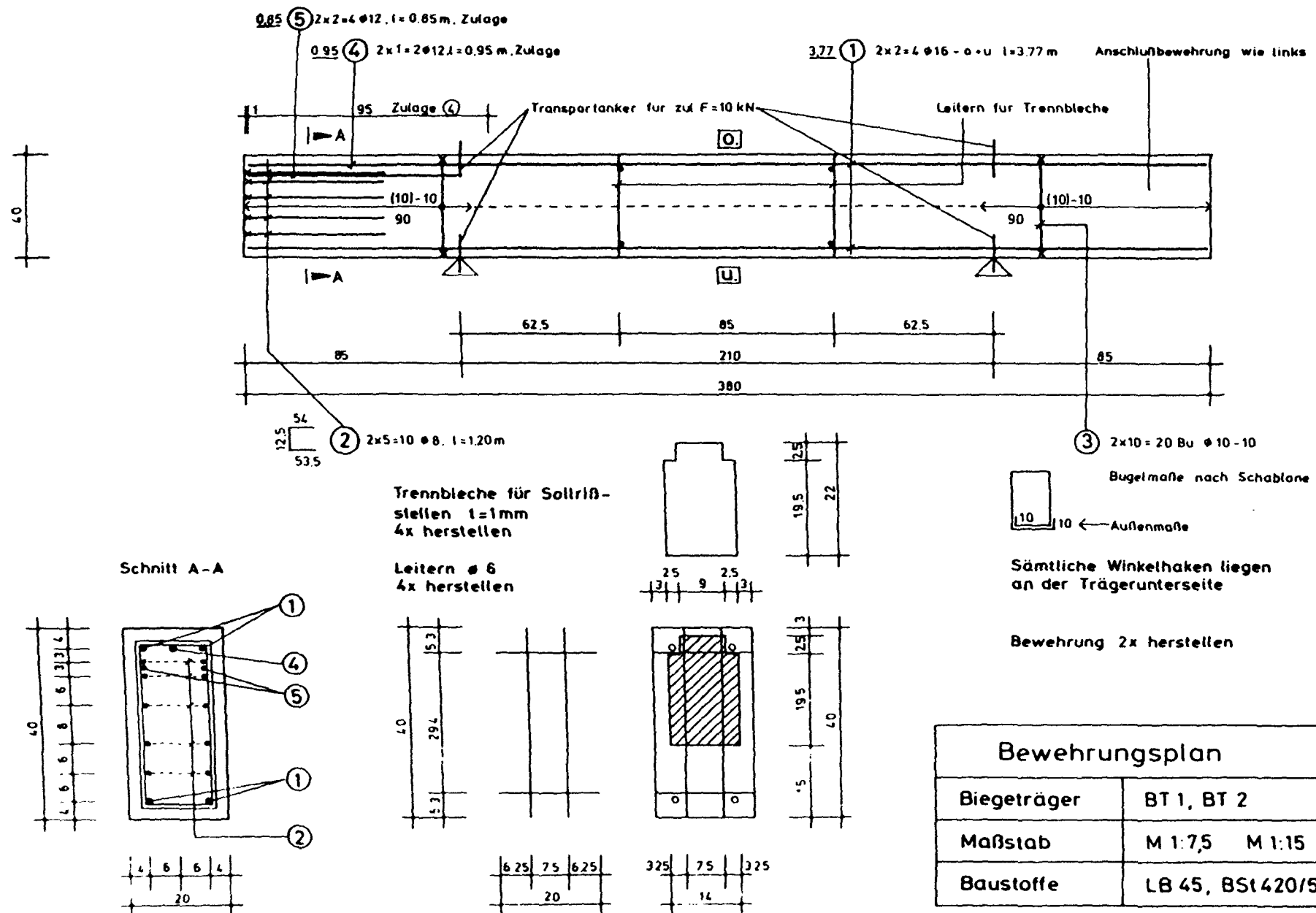


Bild 5.1: Bewehrungsplan und Ausbildung der Sollrißstellen für die Versuchskörper BT 1 und BT 2

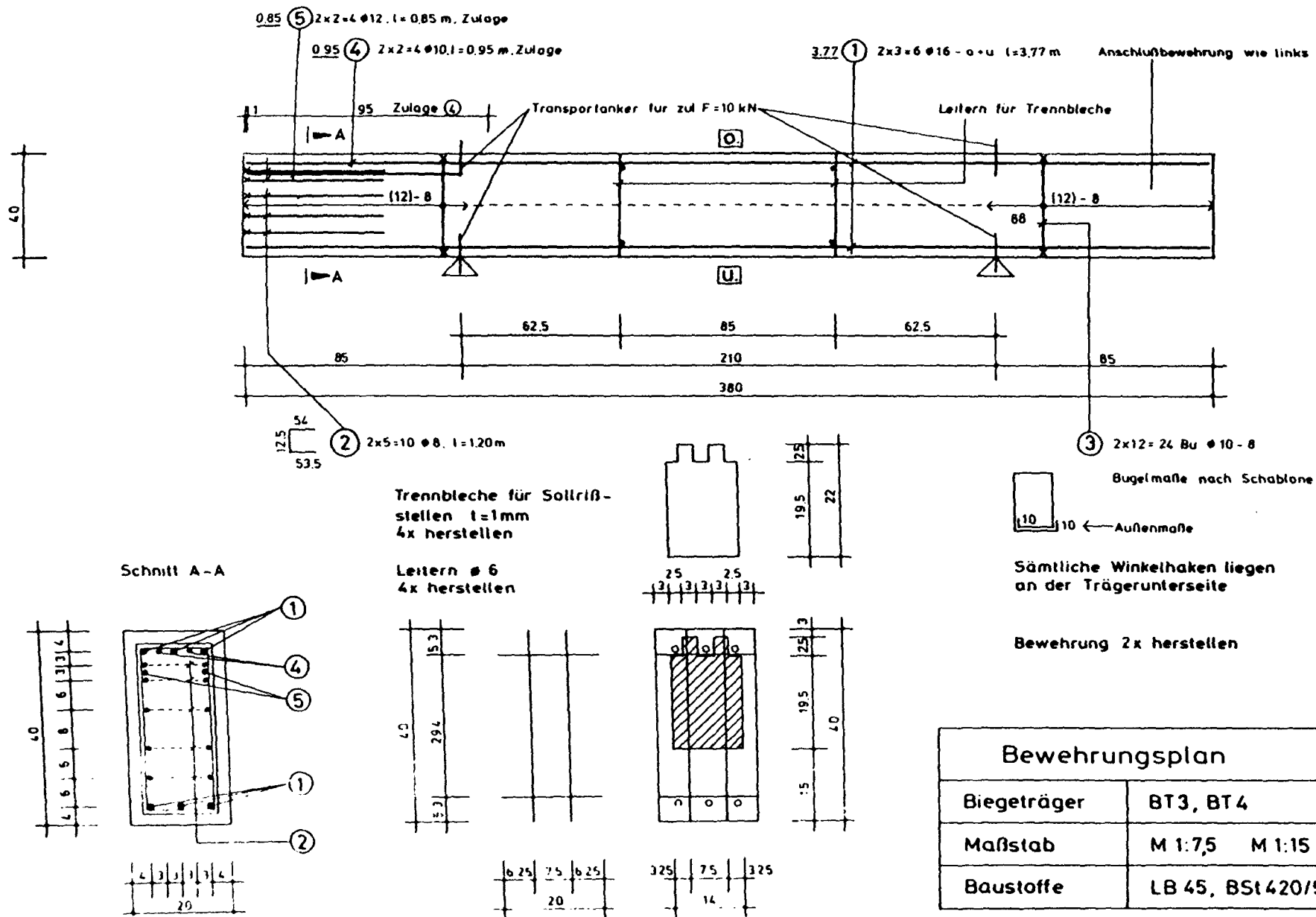


Bild 5.2: Bewehrungsplan und Ausbildung der Sollrißstellen für die Versuchskörper BT 3 und BT 4

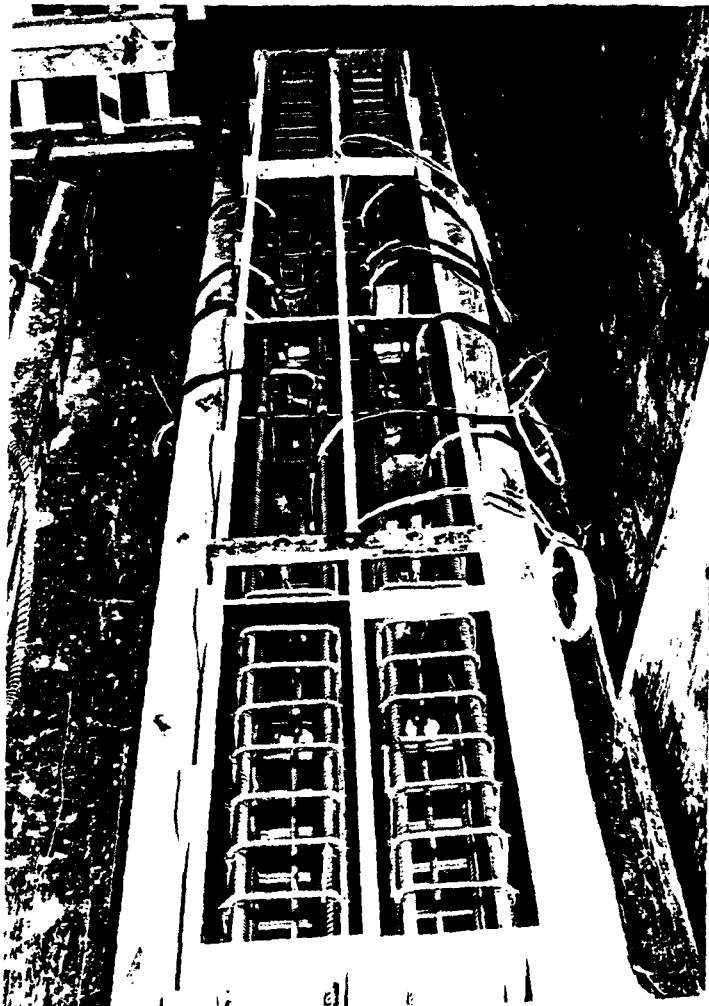
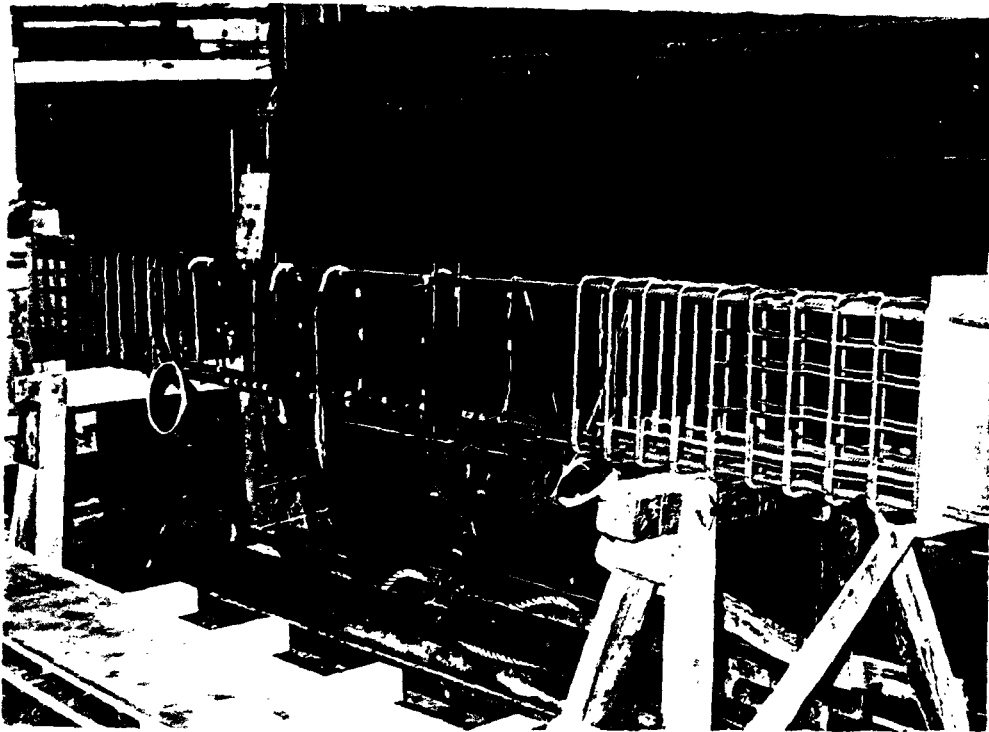


Bild 5.3: Bewehrungskorb und Schalung mit eingesetztem
Bewehrungskorb der Versuchskörper

- ① Versuchskörper
- ② Kältekammer
- ③ Hydraulische Presse
- ④ Prüfraumen
- ⑤ Boden

Lage des Versuchskörpers bei

Herstellung :

Prüfung :

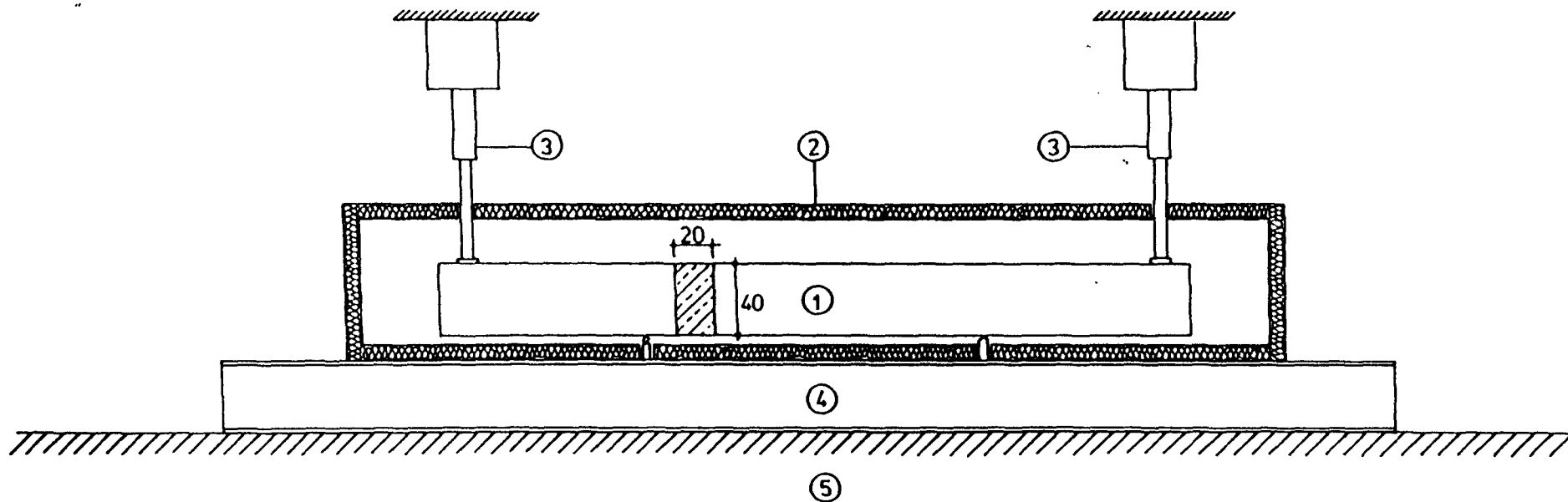
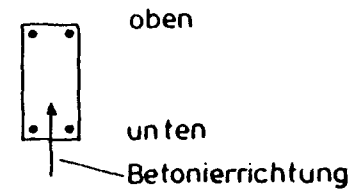
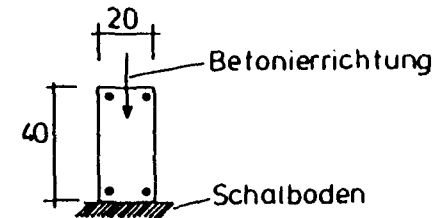


Bild 5.4: Versuchsaufbau für die Biegeversuche an Stahlleichtbetonstäben bei tiefen Temperaturen

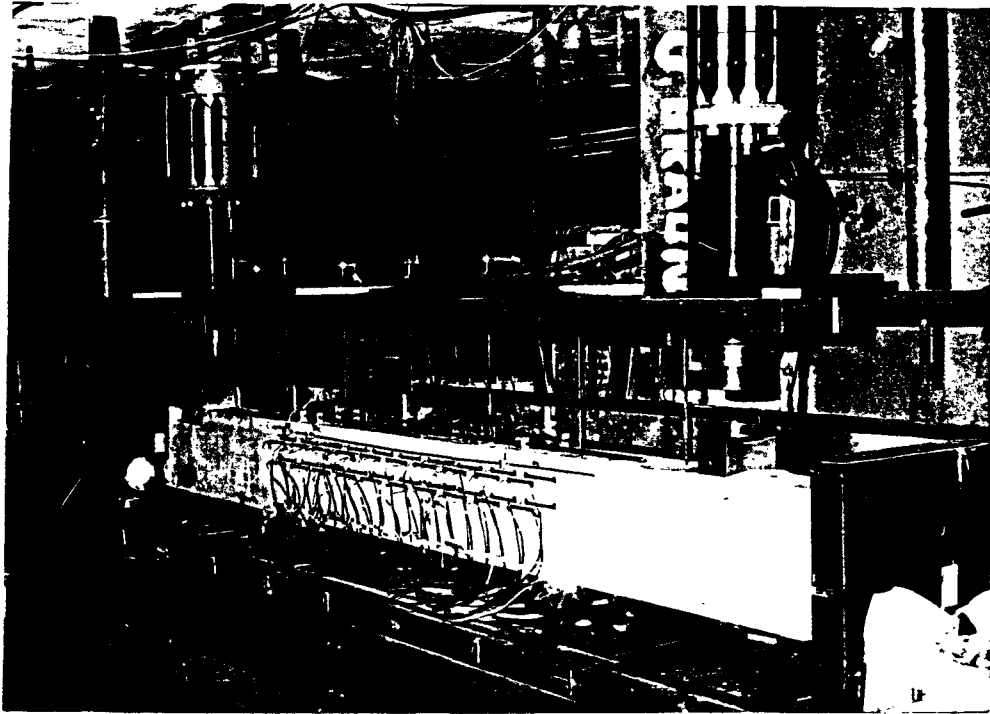
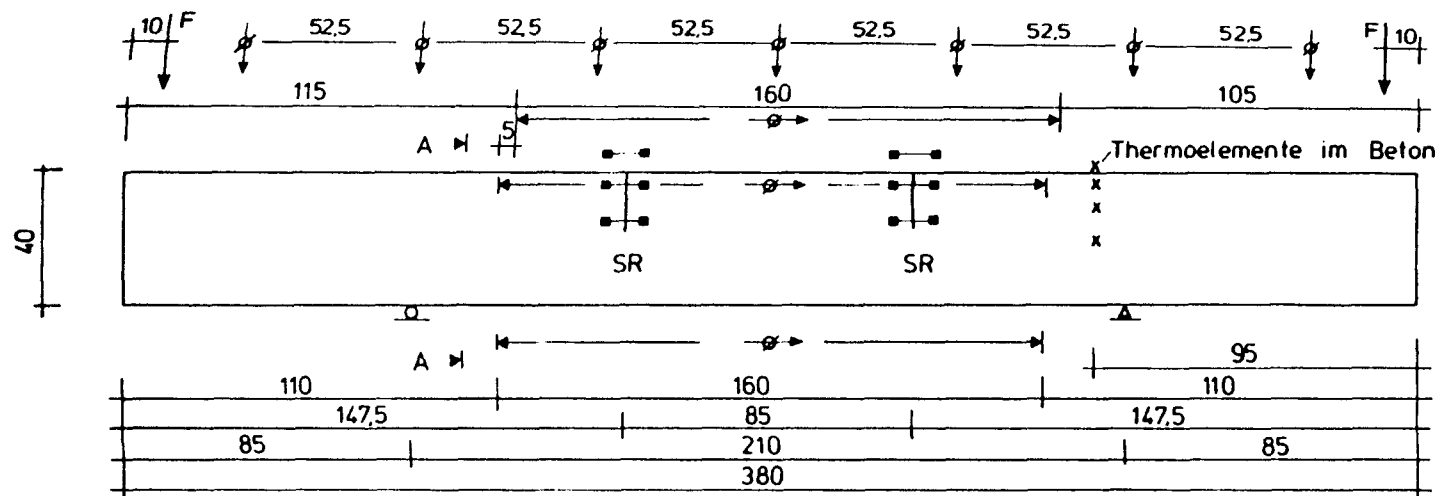
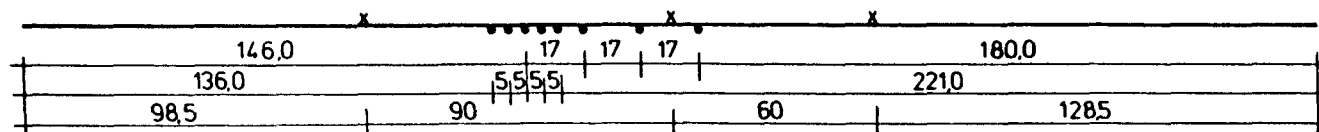


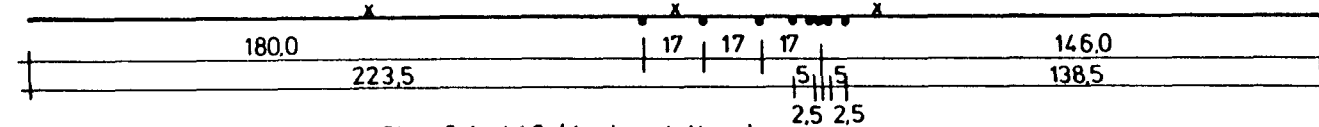
Bild 5.5: Überblick über den Versuchsstand



DMS + Thermoelemente am Stab 1 $\phi 16$ (4 x herstellen)



Stab 2 $\phi 16$ (4 x herstellen)



Stab 3,4 $\phi 16$ (4 x herstellen)

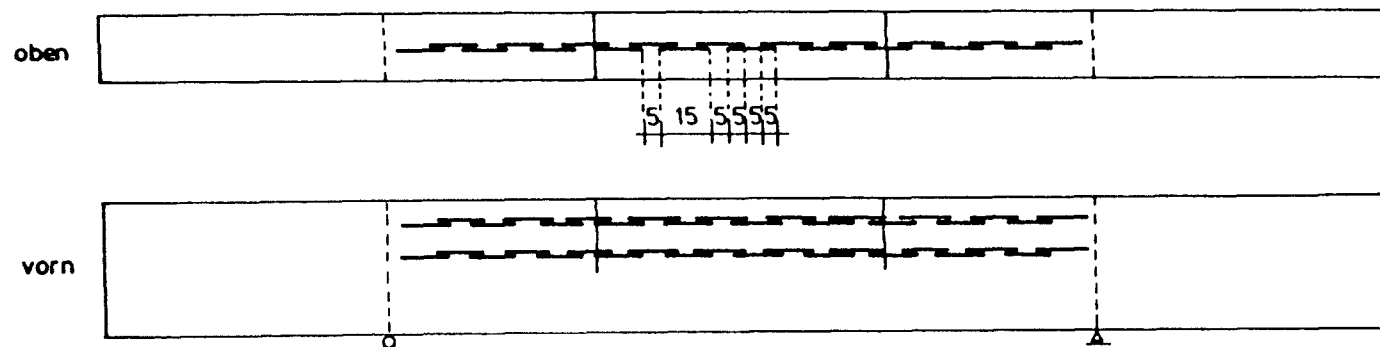
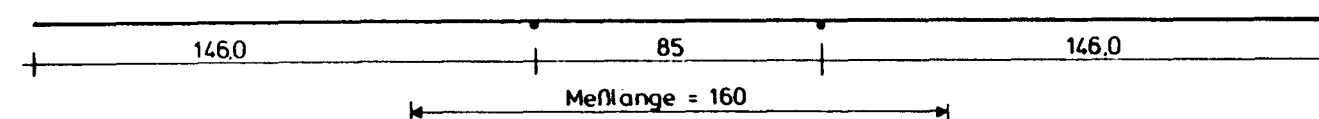
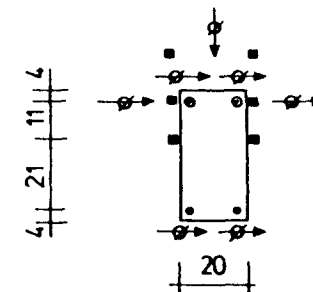
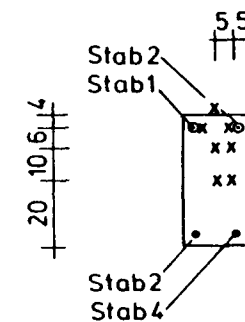


Bild 5.6: Instrumentierungsplan für die Versuchskörper BT 1 bis BT 4

Schnitt A - A



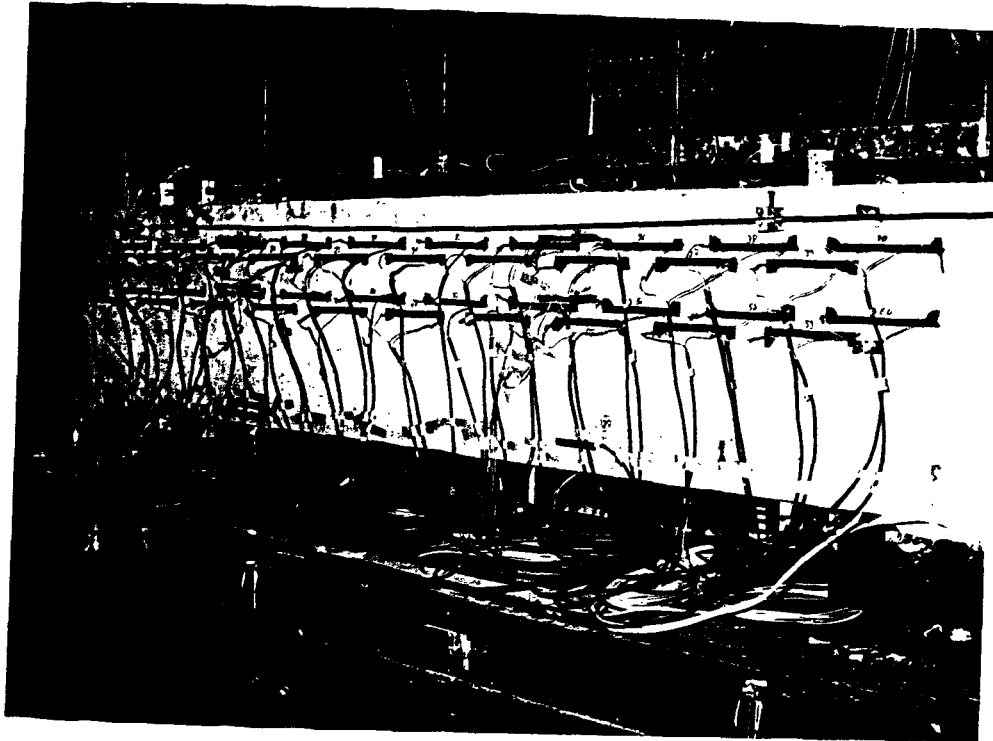
Lage der Instrumentierung im Querschnitt



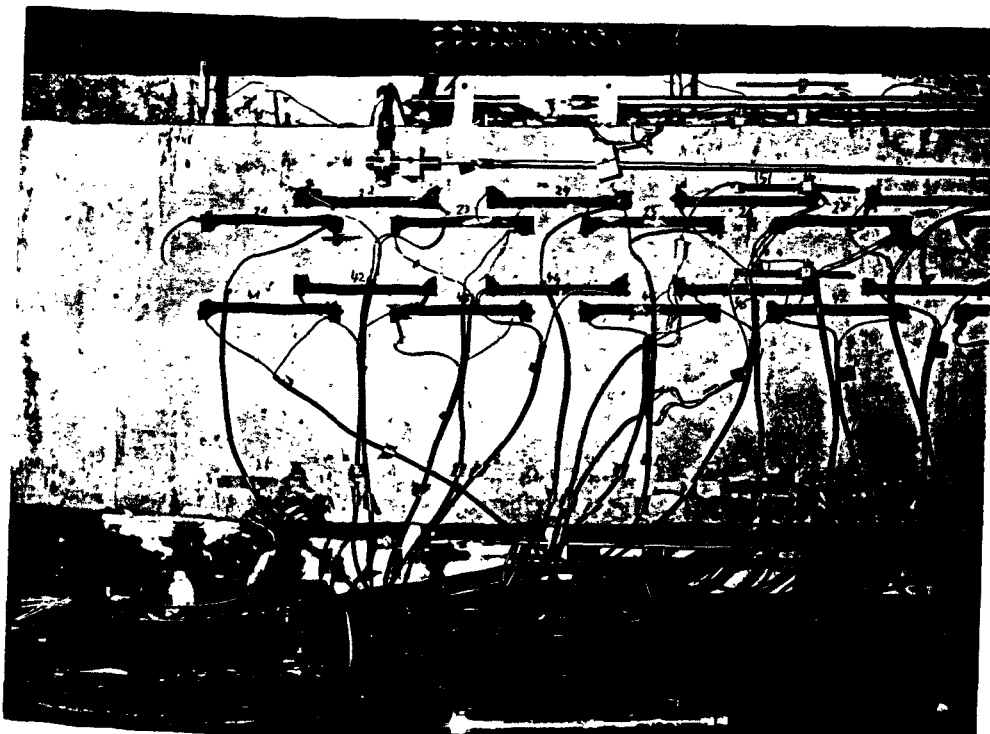
Lage der Thermoelemente im Querschnitt

Instrumentierung	
Versuchskörper BT1, BT 2, BT3, BT4	
—	Rißdetektor
•	Stahl DMS KFL-1-C1-11
x	Thermoelemente
⊙	Meßstab $\phi 16$
↔	induktiver Wegaufnehmer
■	Rißbreitenmessung
SR	Sollriß

(Bild 5.7 entfällt)



Instrumentierung
der Meßbasis



Instrumentierung
an der Sollbruch-
stelle

Bild 5.8: Instrumentierung der Versuchskörper

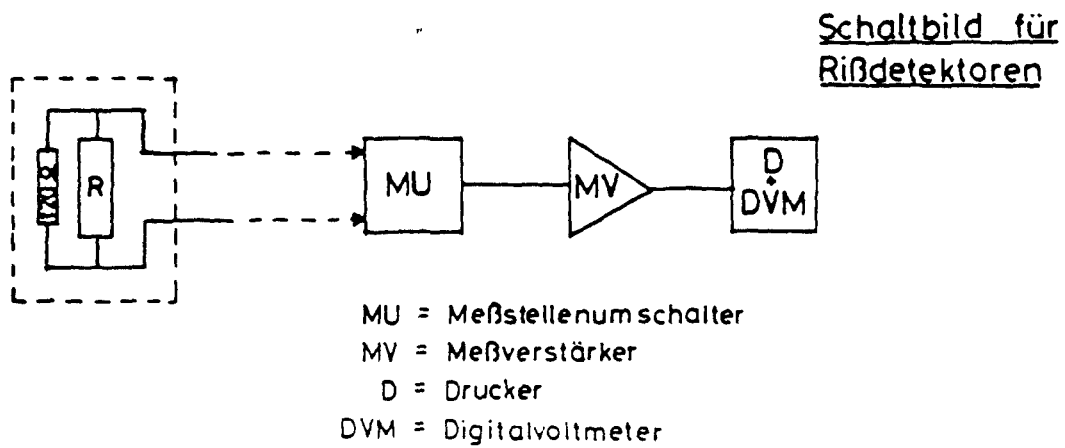
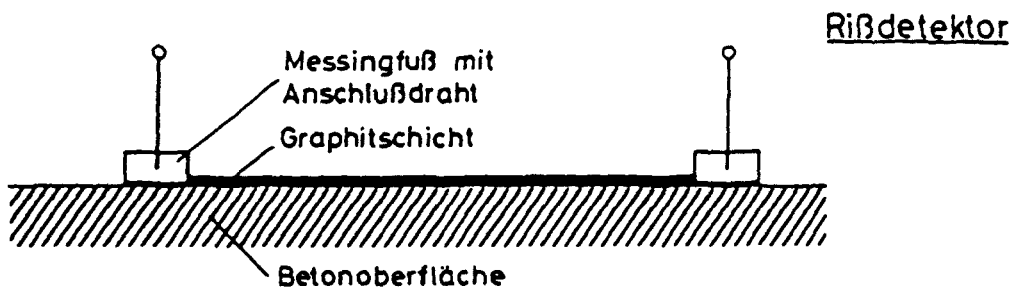
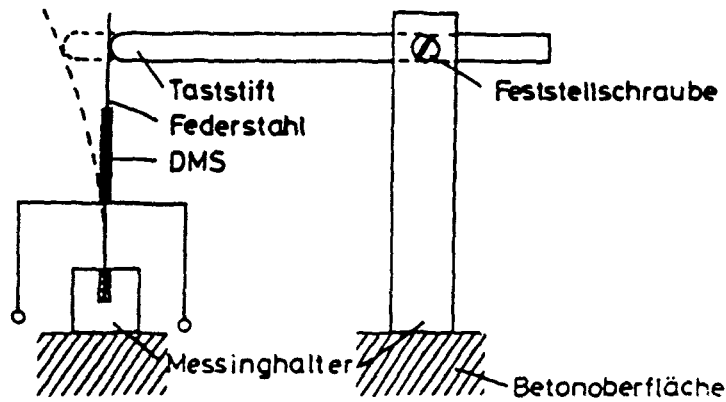


Bild 5.9: Meßsystem zur Ermittlung der Rißbildung und der Rißbreite an den Sollbruchstellen

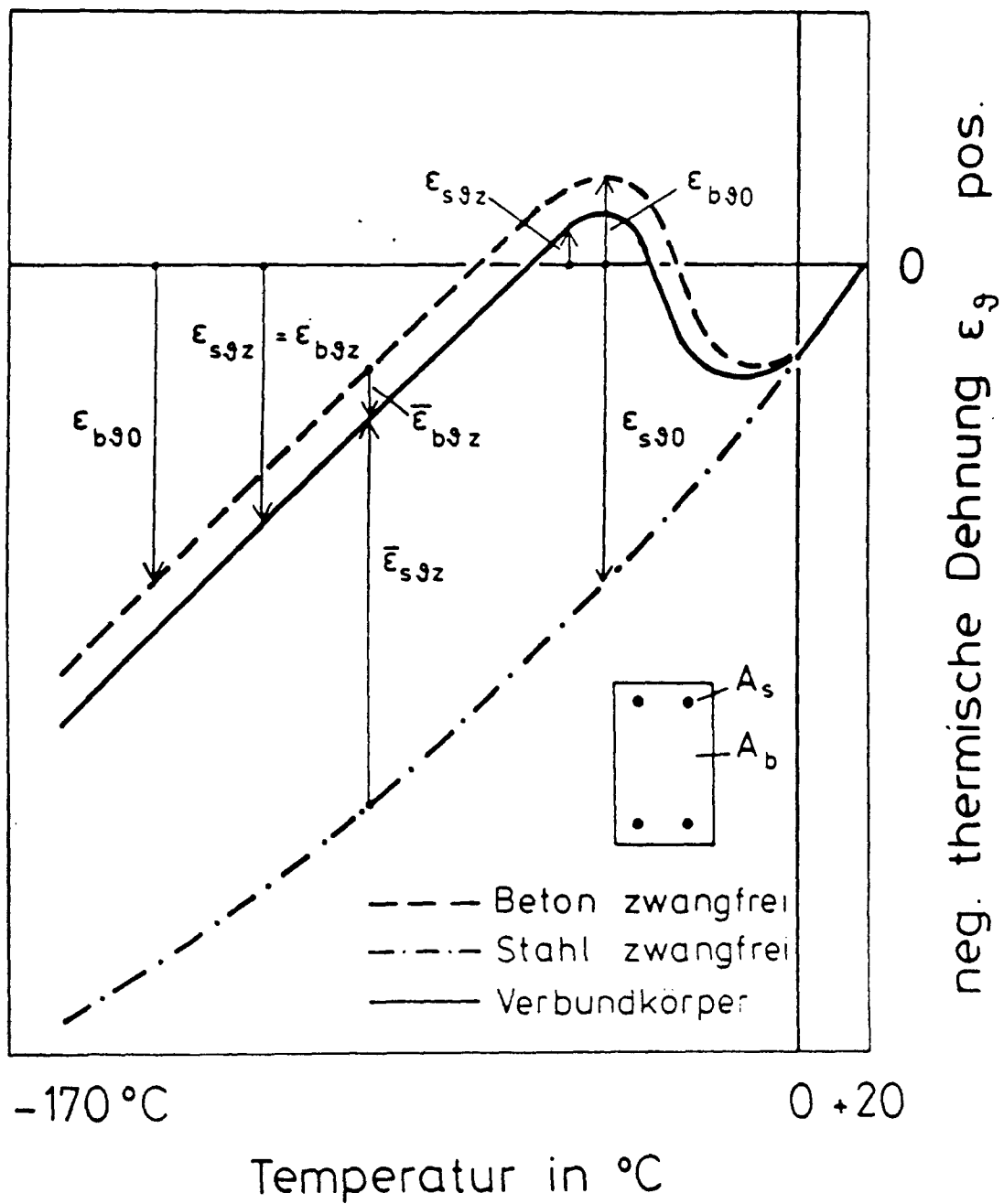


Bild 5.10: Schematische Darstellung des inneren thermischen Zangs im symmetrisch bewehrten Stahlbetonstab im Zustand I

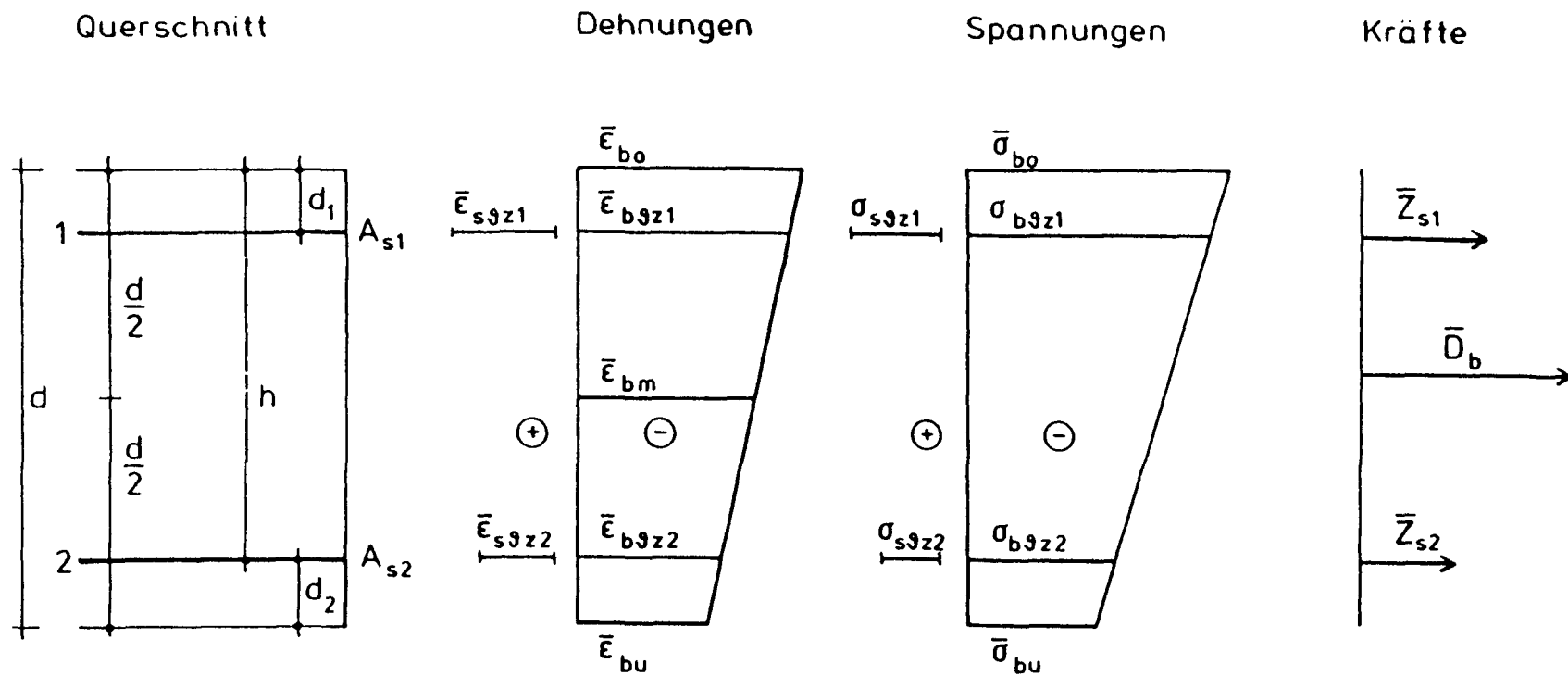
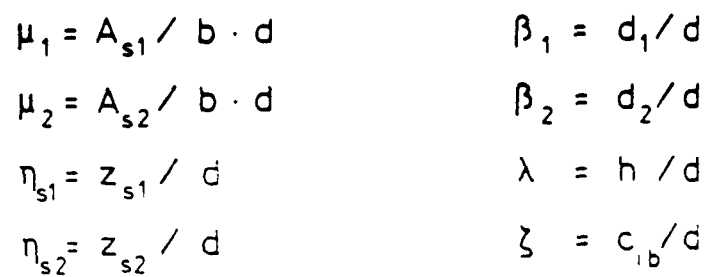
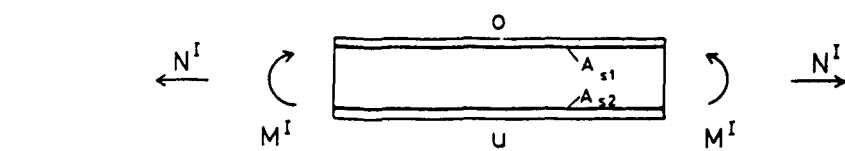


Bild 5.11: Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes mit unsymmetrischer Bewehrung infolge inneren thermischen Zwangs im Zustand I

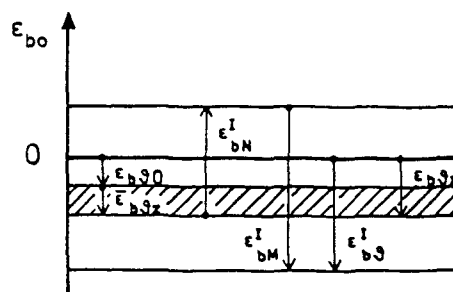
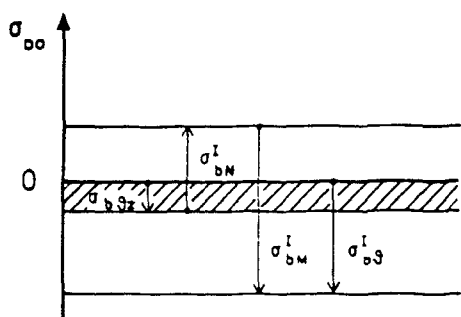
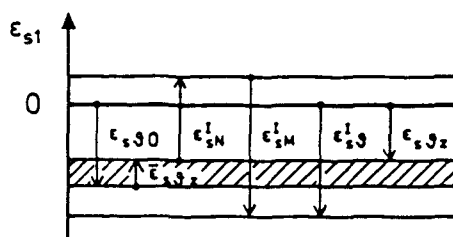
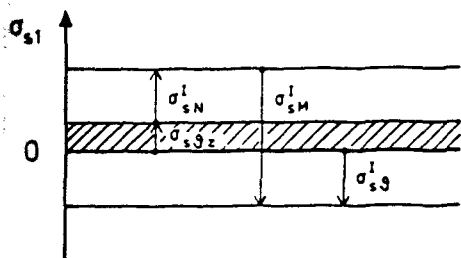
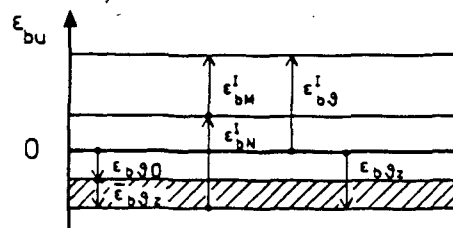
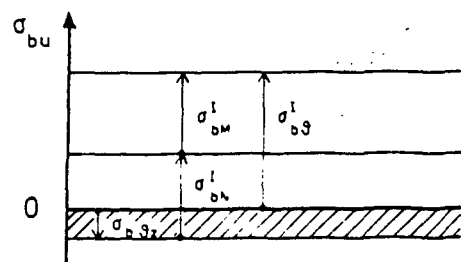
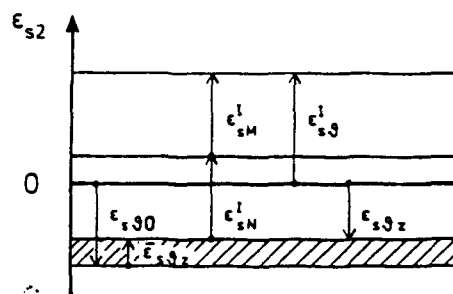
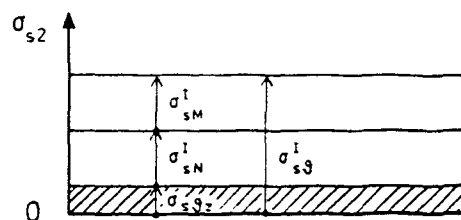


16/03/2015



Spannungen

Dehnungen



 $\hat{=}$ Einfluß des inneren thermischen Zwangs

Bild 5.13: Schematische Darstellung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand I

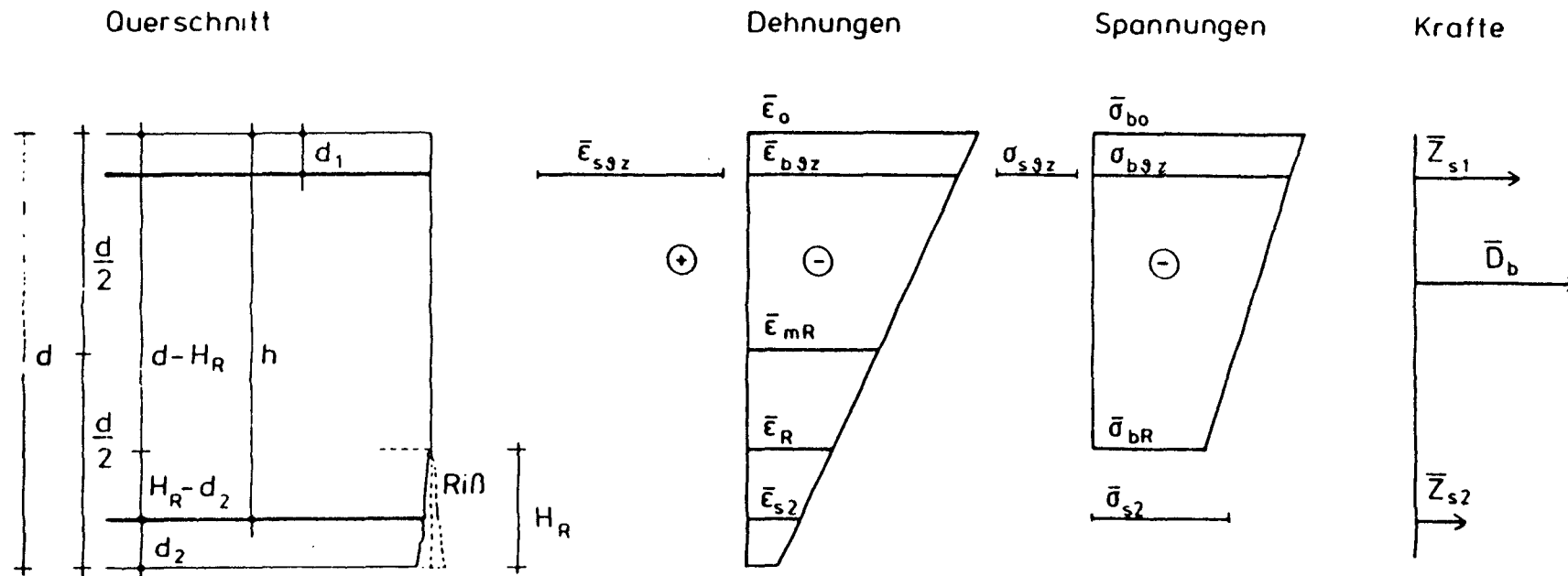


Bild 5.14: Beanspruchungszustand eines Stahlbetonstabes mit unsymmetrischer Bewehrung infolge thermischen Zwangs im Zustand II

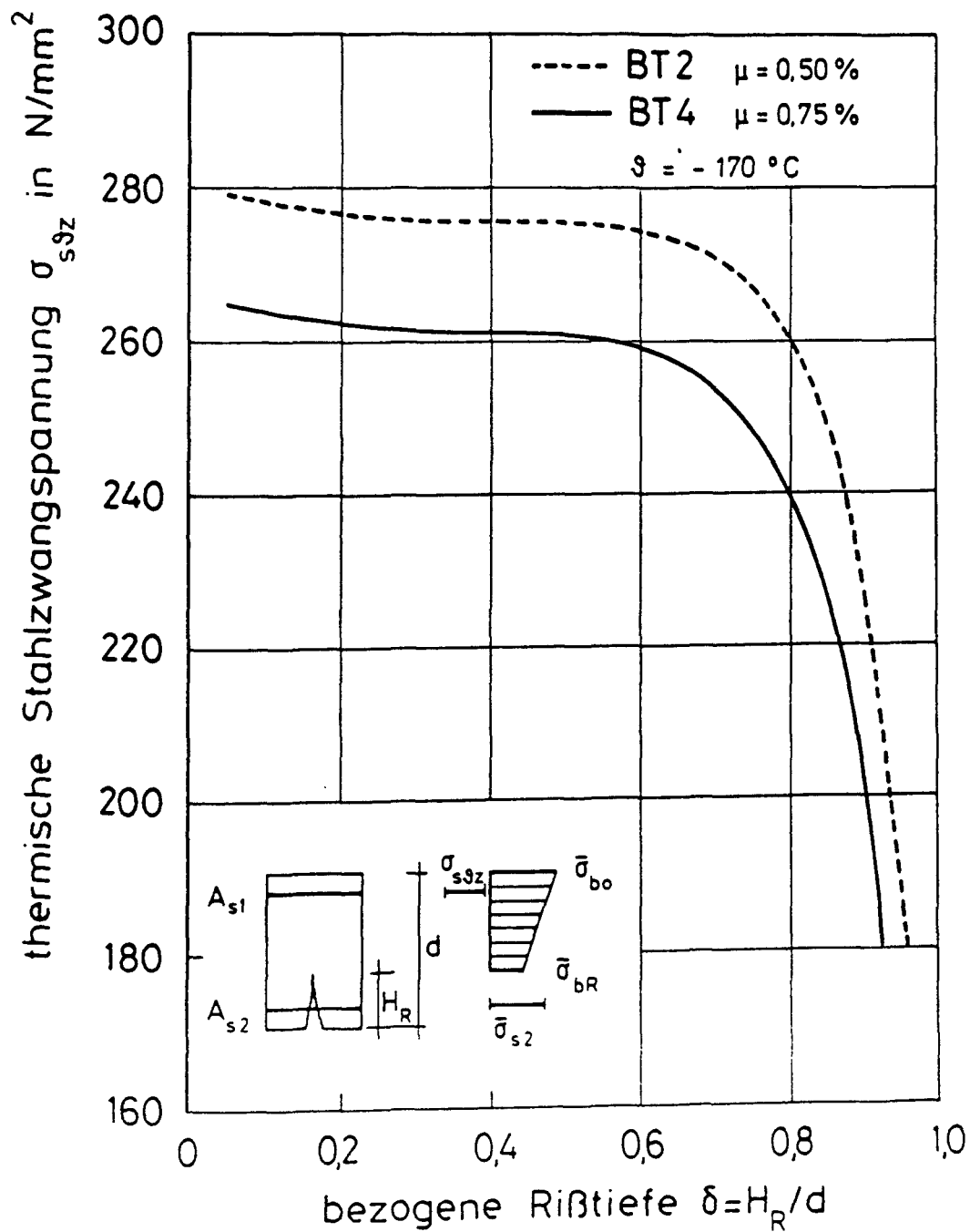


Bild 5.15: Thermische Stahlzwangspannung der Druckbewehrung bei $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

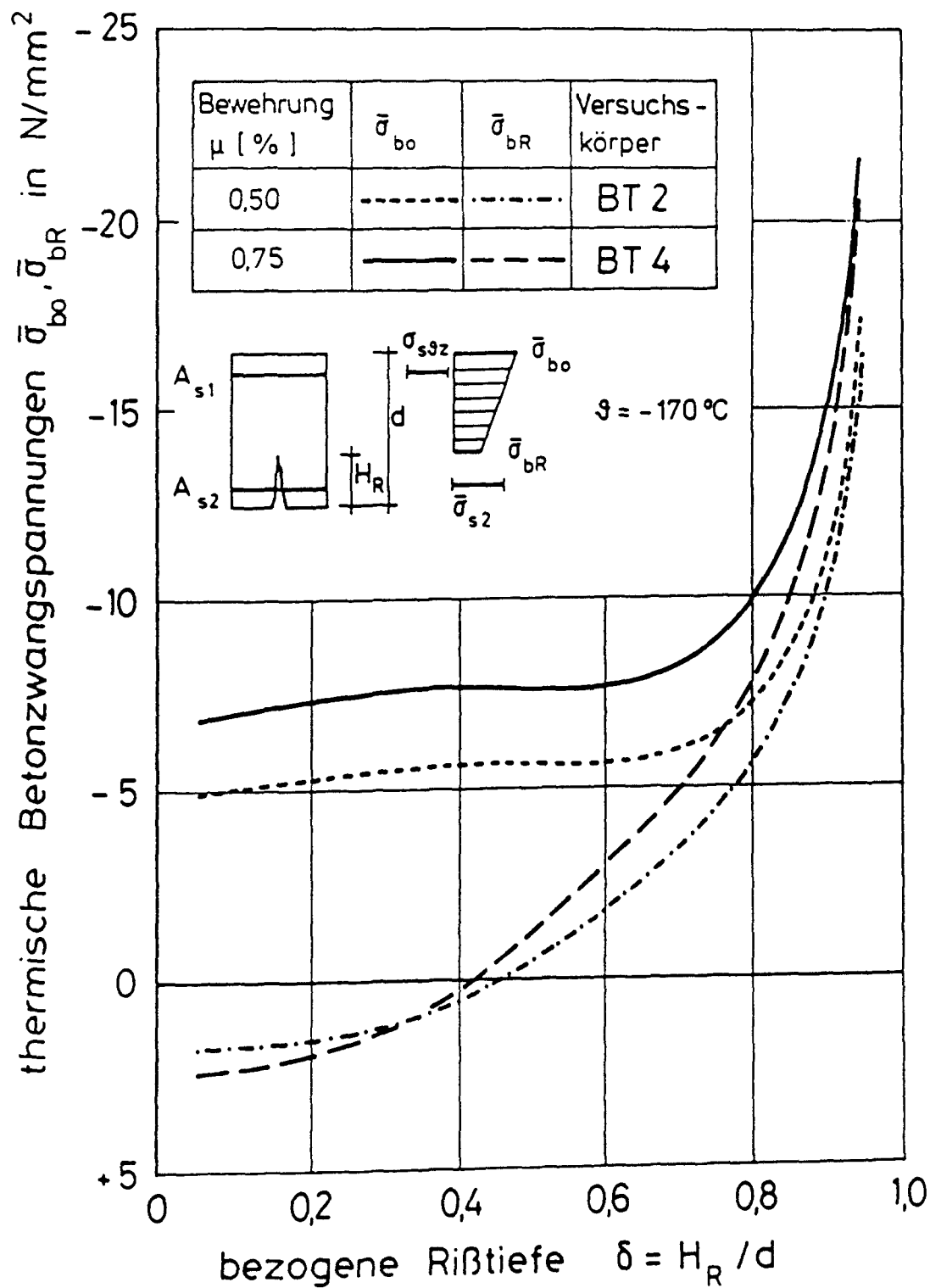


Bild 5.16: Thermische Betonzwangspannungen in der Druckzone bei $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

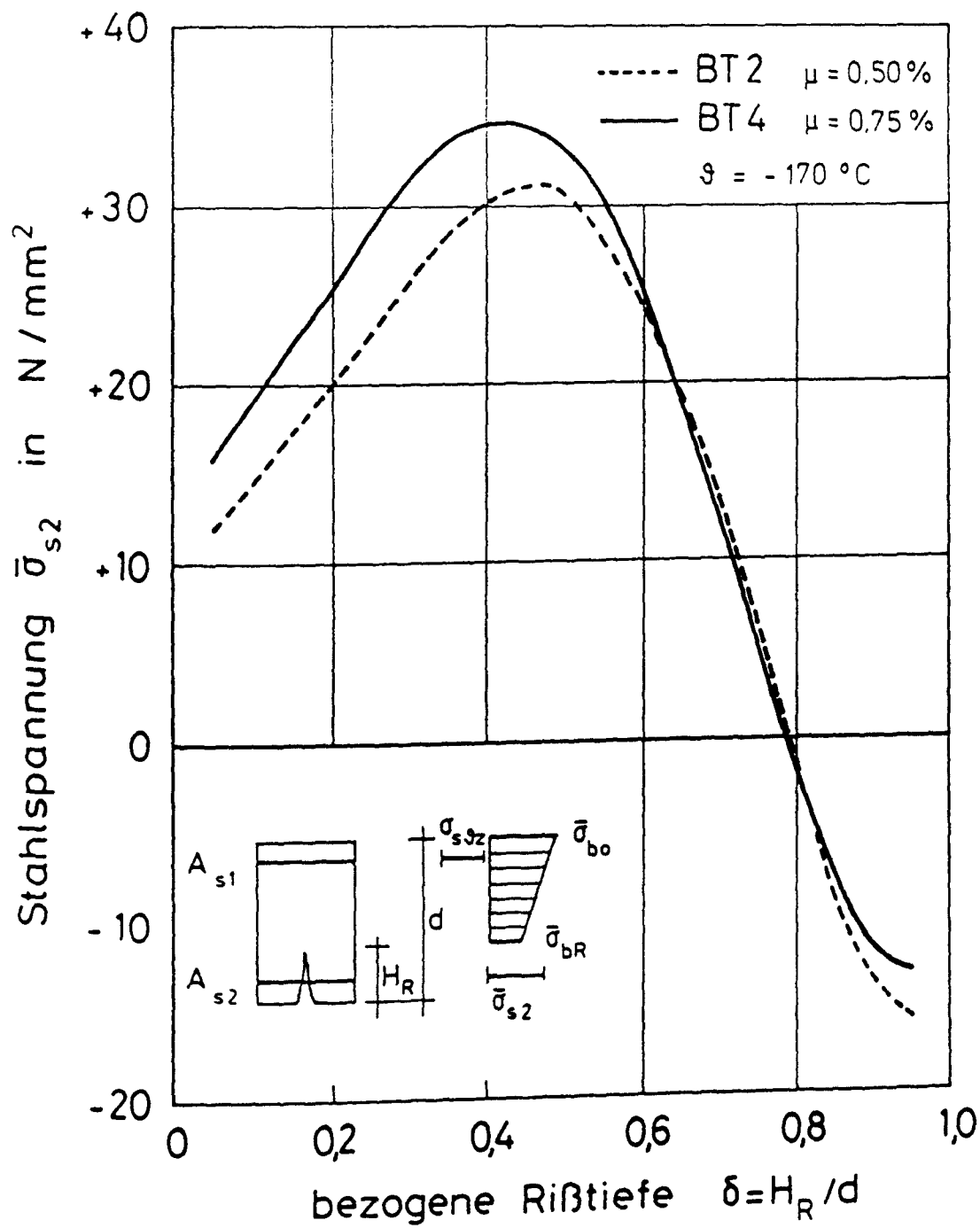


Bild 5.17: Thermische Stahlzugspannung der Biegezugbewehrung bei $\Theta = -170\text{ }^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

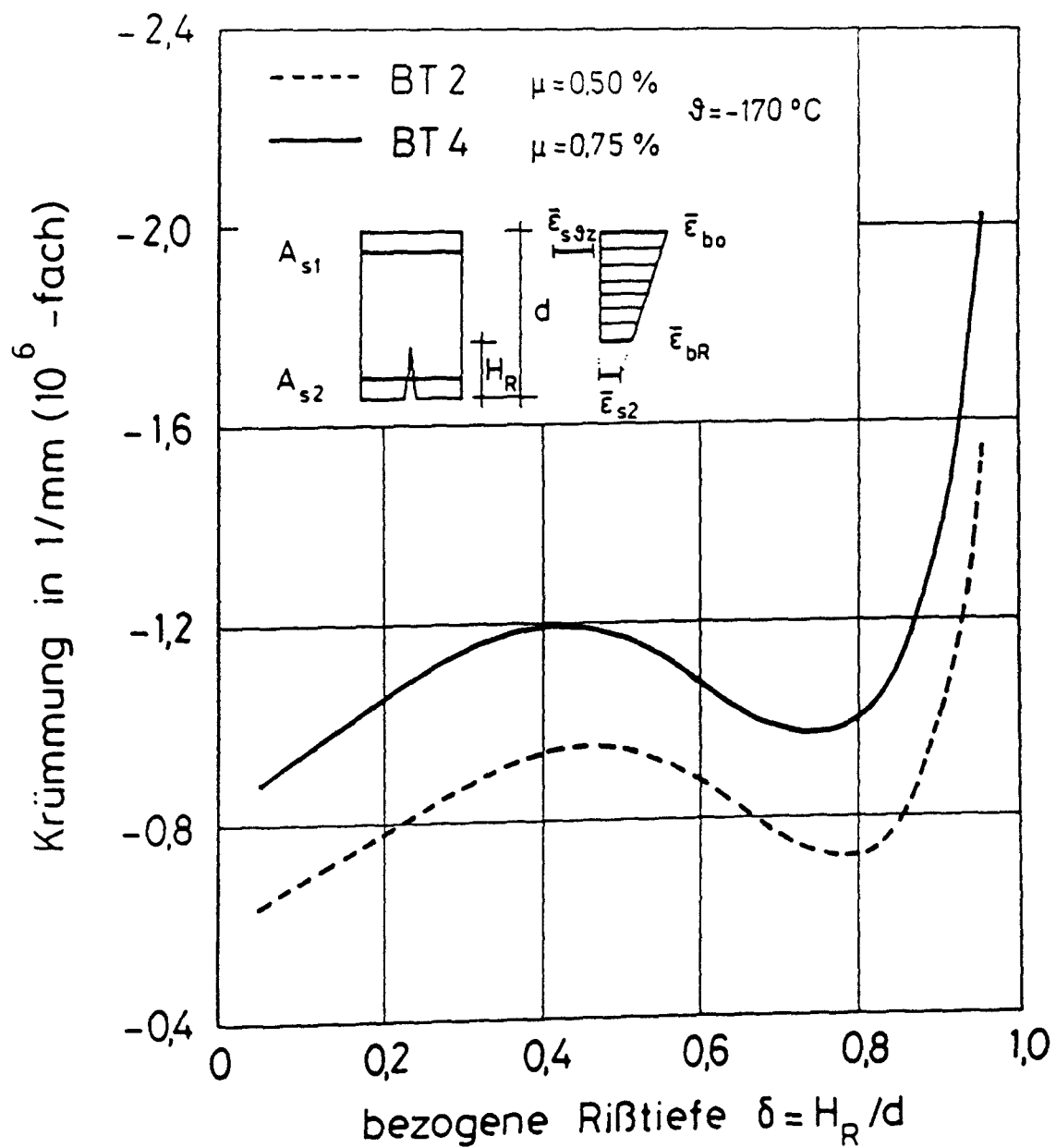


Bild 5.18: Krümmung infolge thermischen Zwangs bei $\vartheta = -170 \text{ }^{\circ}\text{C}$
 in Abhängigkeit von der bezogenen Rißtiefe im Zustand II

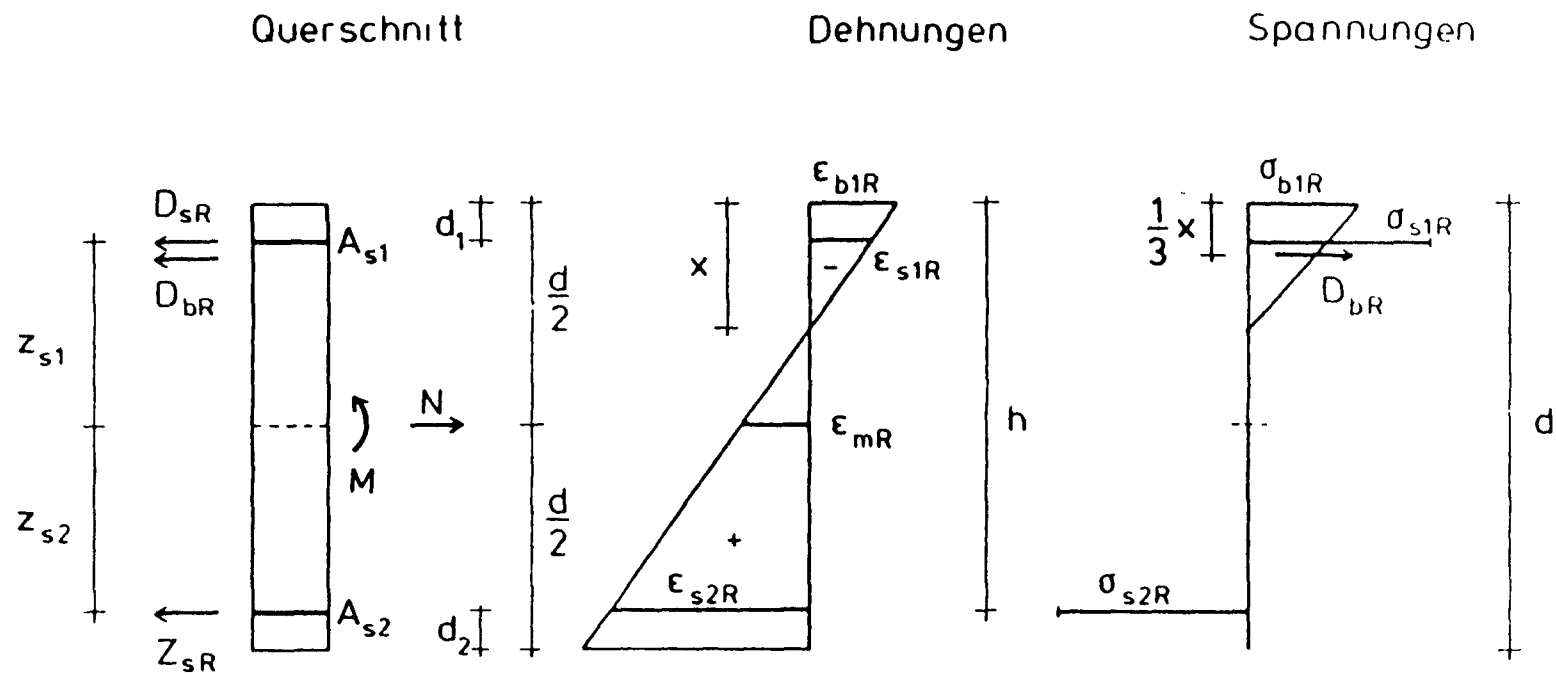
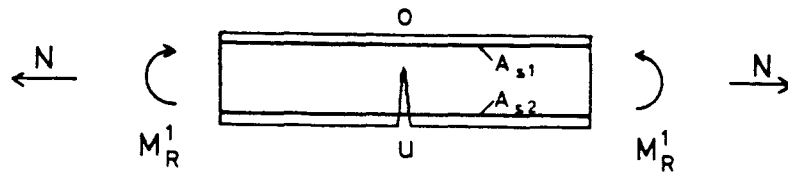
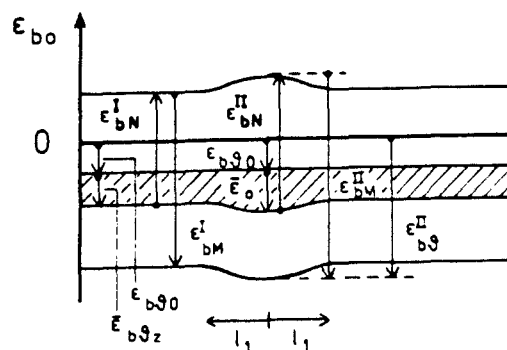
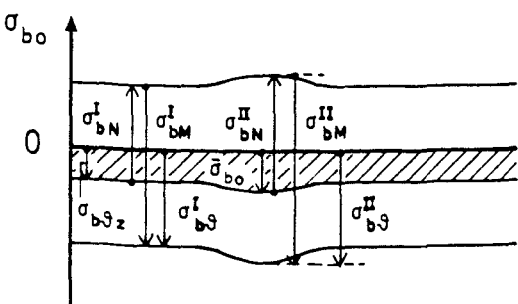
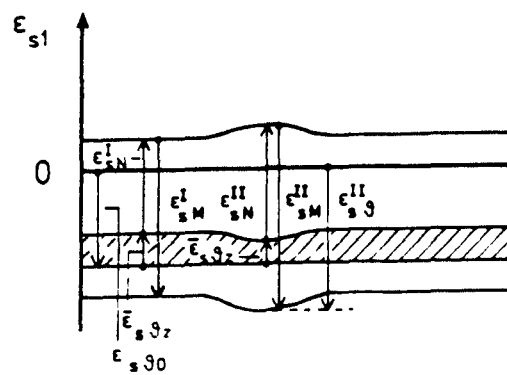
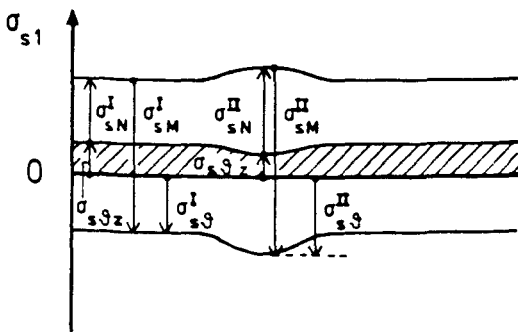
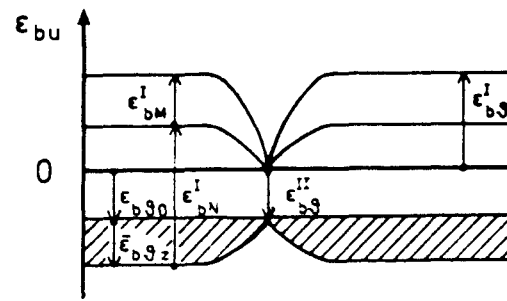
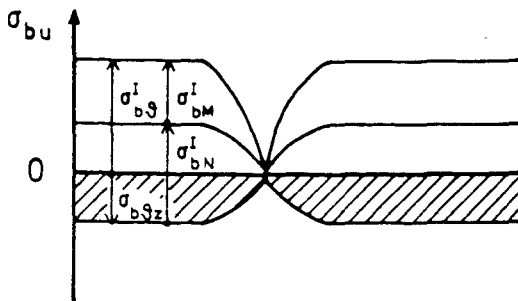
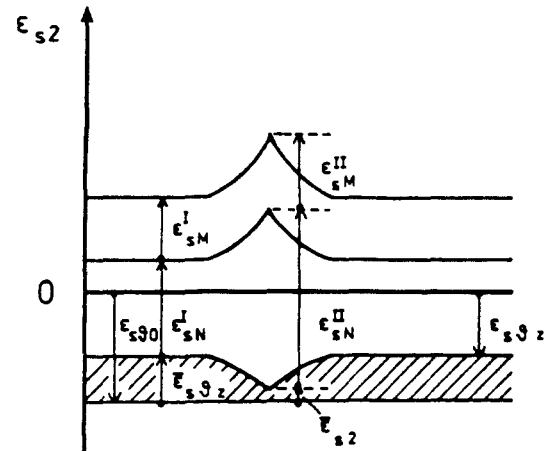
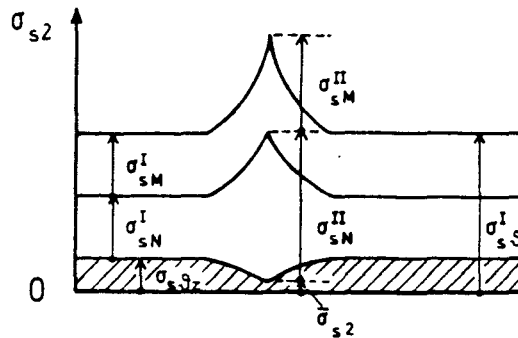


Bild 5.19: Beanspruchungszustand infolge Biegung und Normalzugkraft im Rißquerschnitt bei tiefen Temperaturen (ohne inneren thermischen Zwang)



Spannungen

Dehnungen



l_1 l_1
Riß

l_1 l_1
Riß

 $\hat{=}$ Einfluß des inneren thermischen Zwangs

Bild 5.20: Schematische Darstellung der Beanspruchung von Stahlbetonstäben infolge thermischen Zwangs sowie infolge Biegung und Normalzugkraft im Zustand II

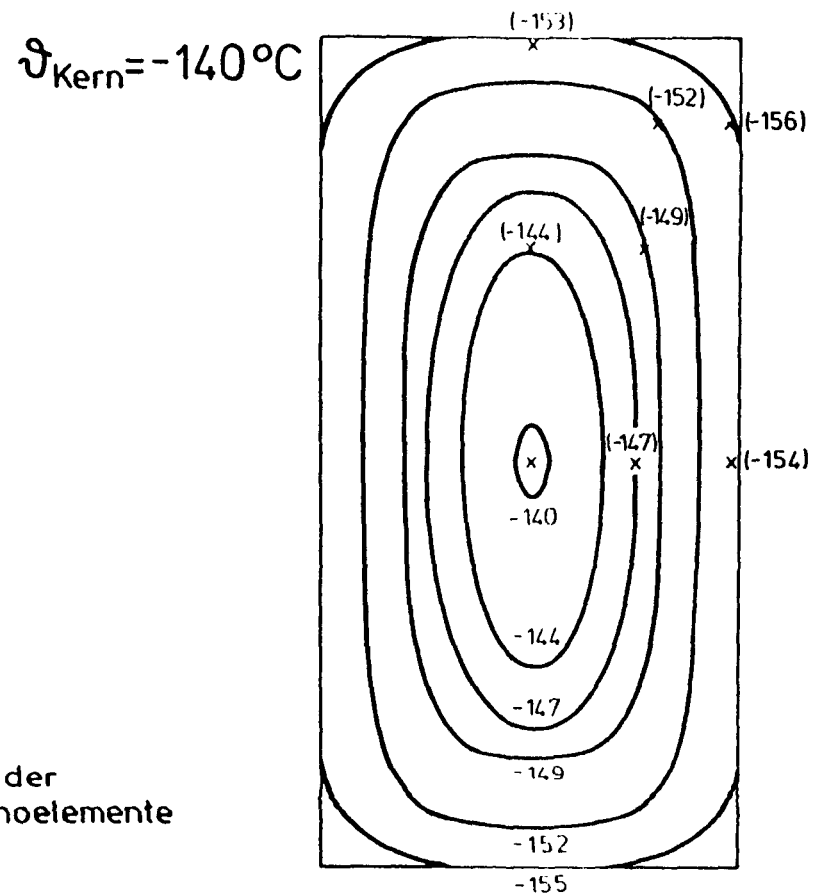
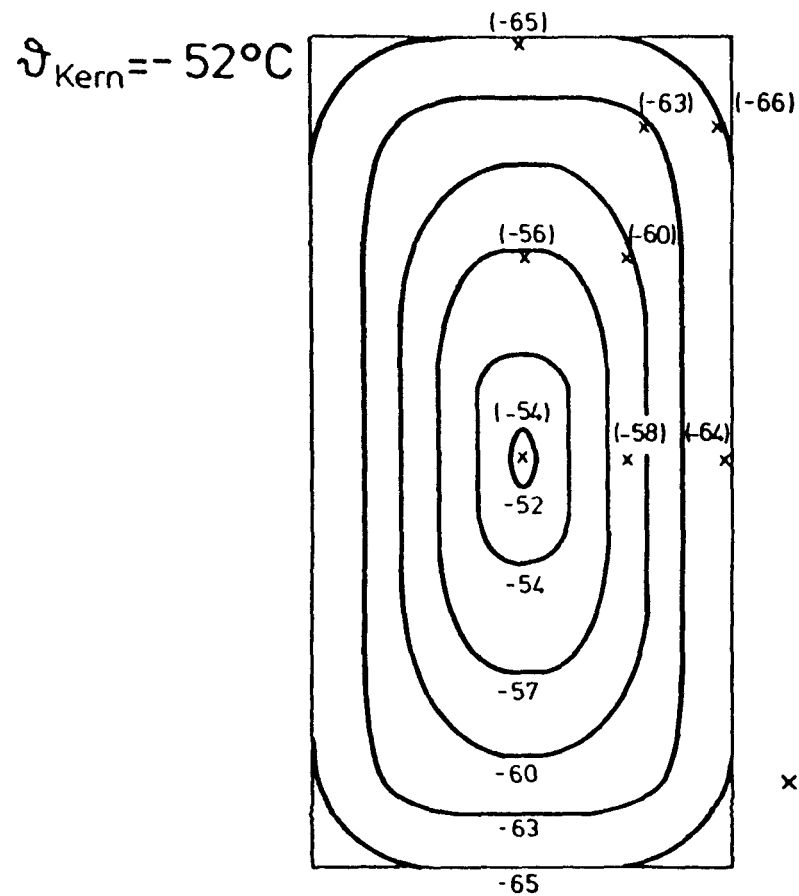
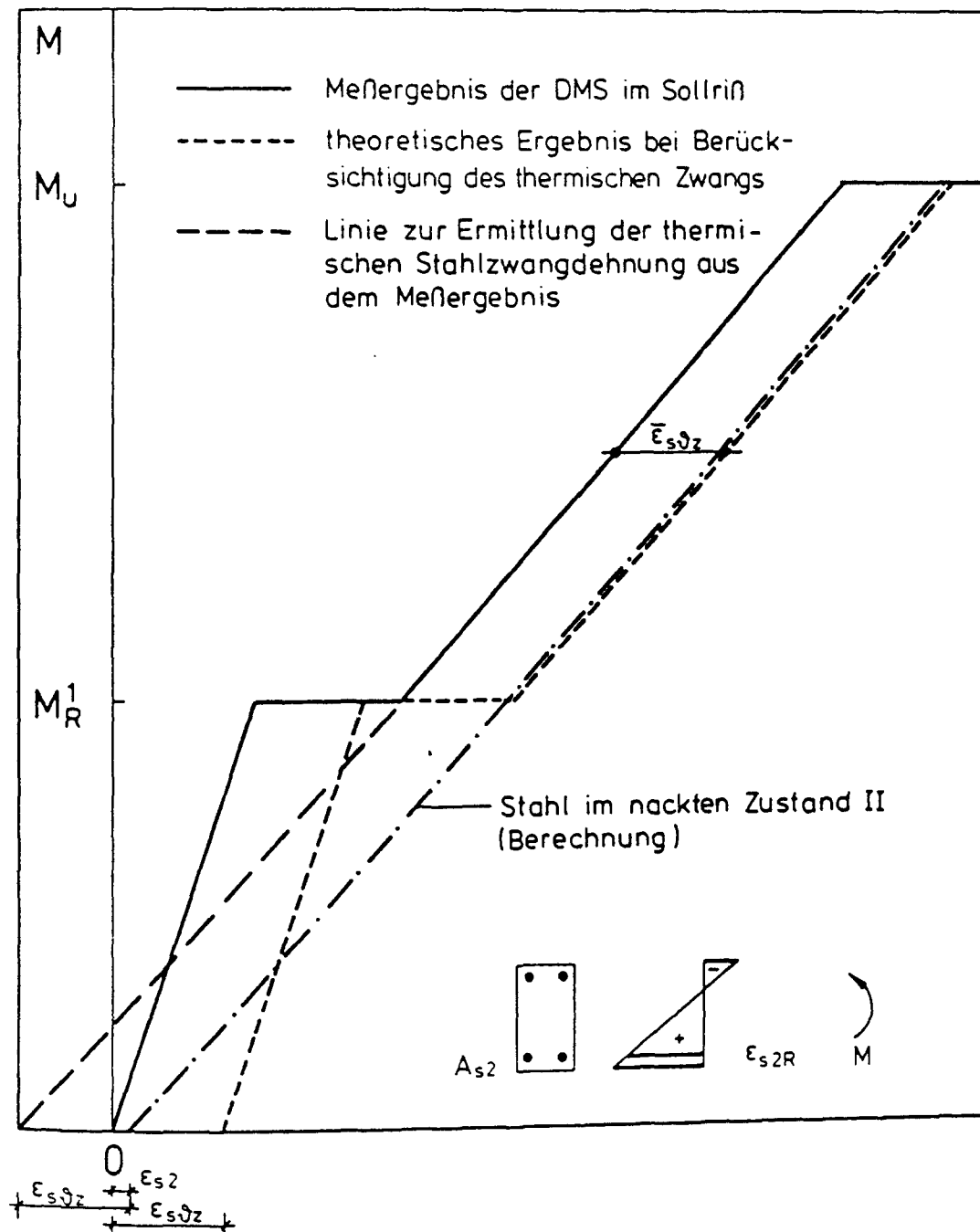
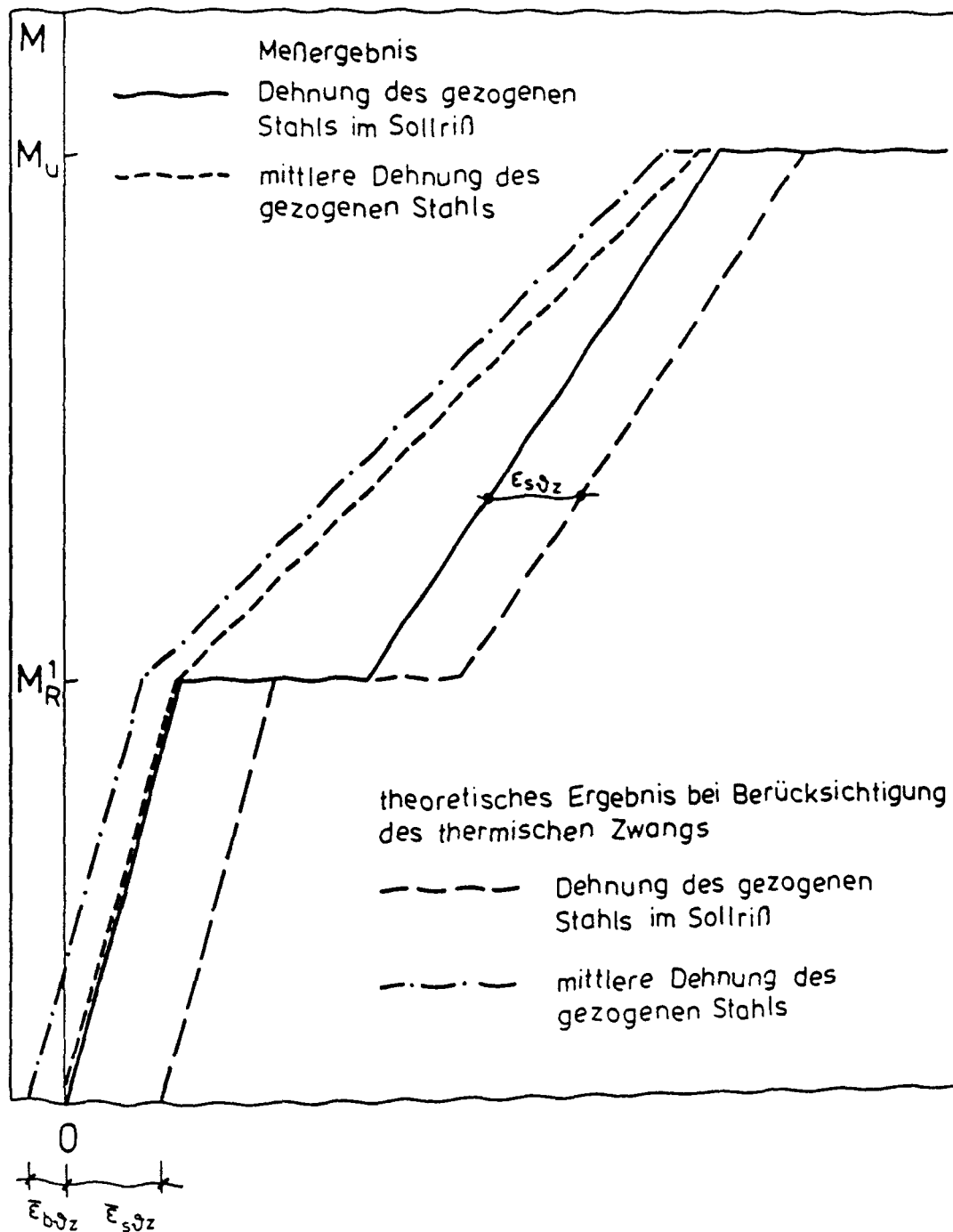


Bild 5.21: Temperaturfelder im Betonquerschnitt der Versuchskörper für Kerntemperaturen $\vartheta = -52^\circ\text{C}$ und $\vartheta = -140^\circ\text{C}$



Stahldehnung ϵ_{s2R} im Riß

Bild 5.22: Schematischer Zusammenhang zwischen der gemessenen Stahldehnung und der Stahldehnung bei Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs



Dehnungen in der Zugzone

Bild 5.23: Schematische Darstellung der Stahldehnungen im Sollriß und der mittleren Stahldehnungen in der Zugzone: Meßergebnis - theoretisches Ergebnis bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs

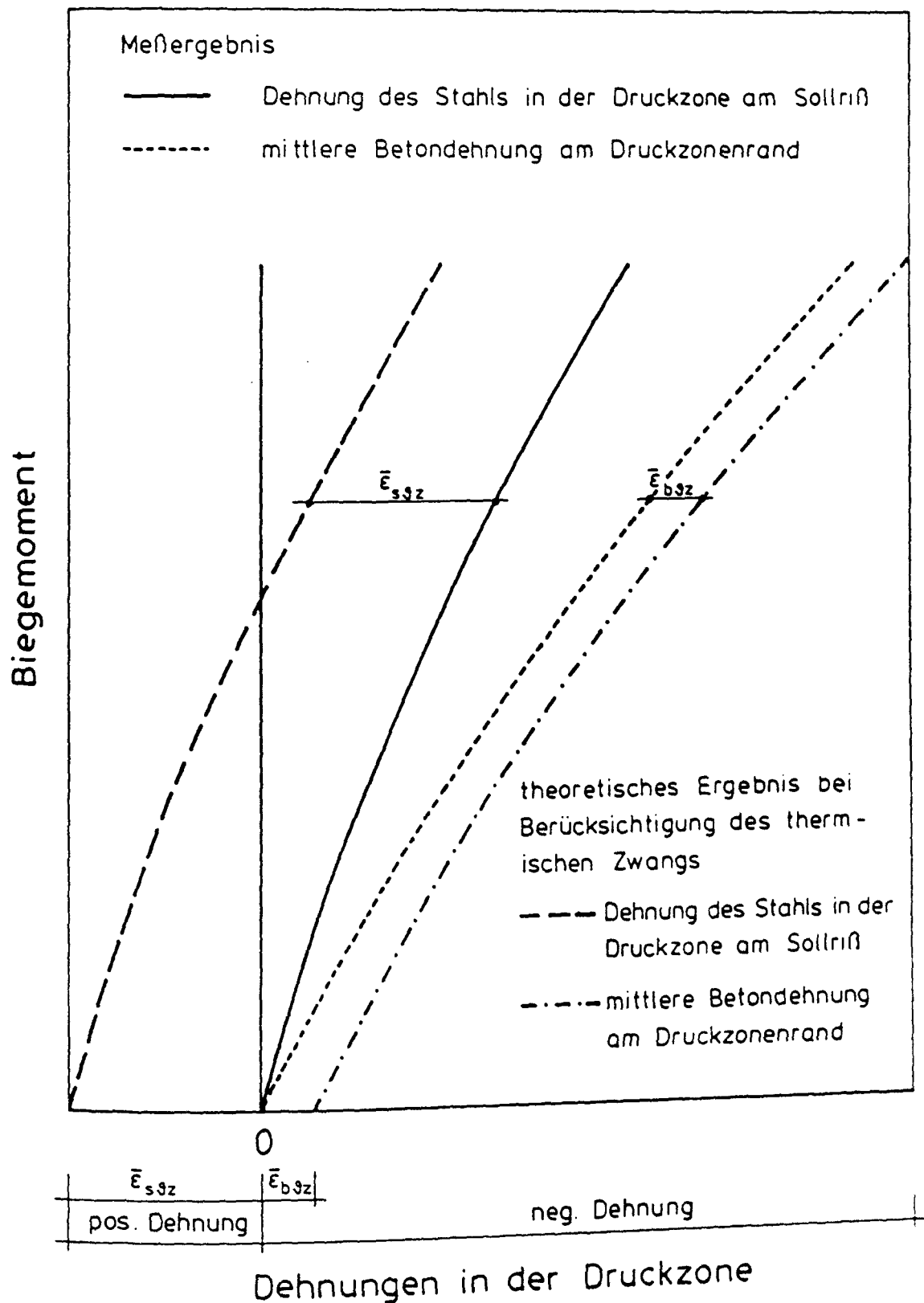


Bild 5.24: Schematische Darstellung der Stahldehnungen in der Druckzone und der mittleren Betondehnung am Druckzonenrand: Meßergebnis - theoretisches Ergebnis bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs

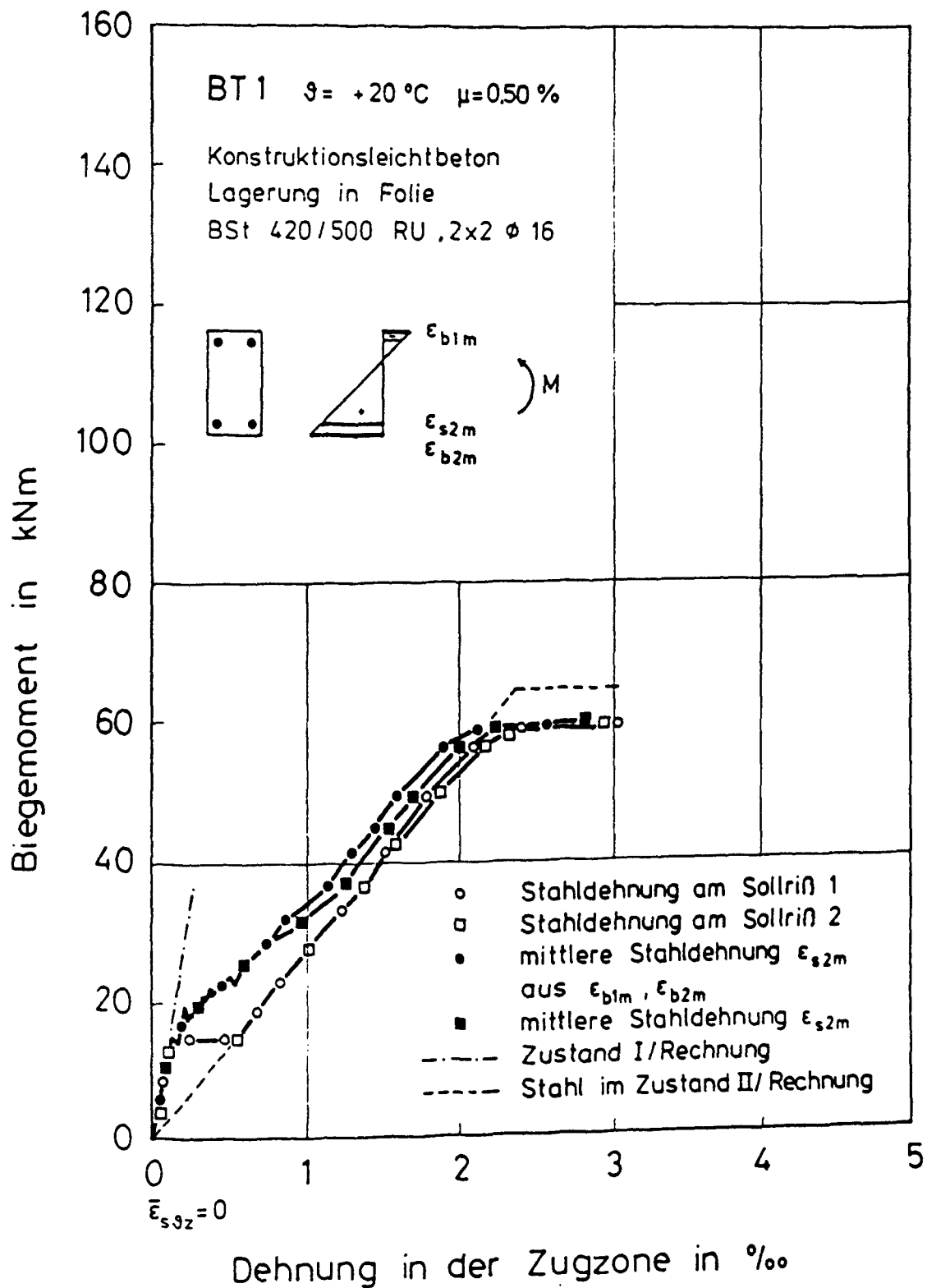


Bild 5.25: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper BT 1

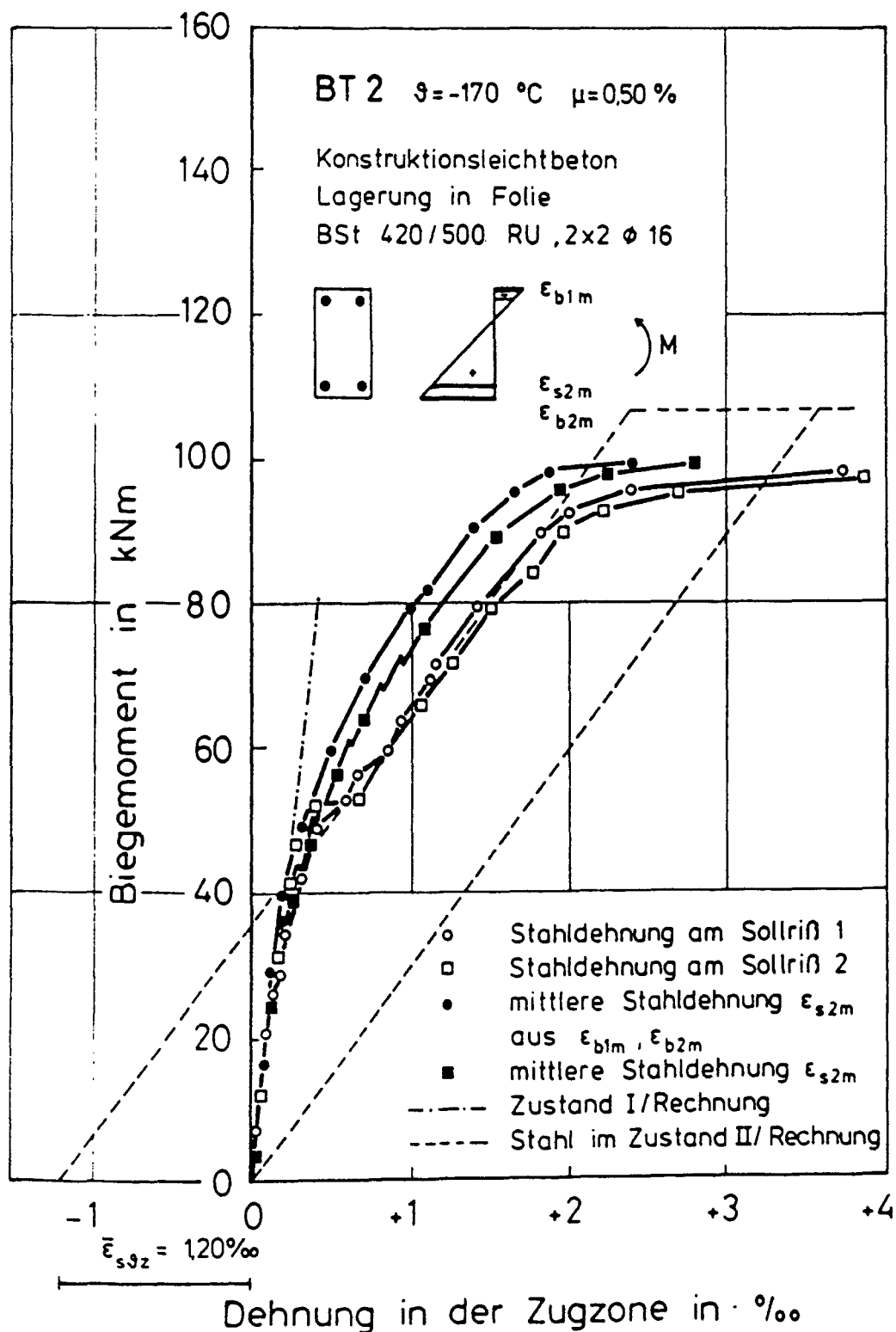


Bild 5.26: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper BT 2; Ermittlung der thermischen Stahlschwängende in Zustand I

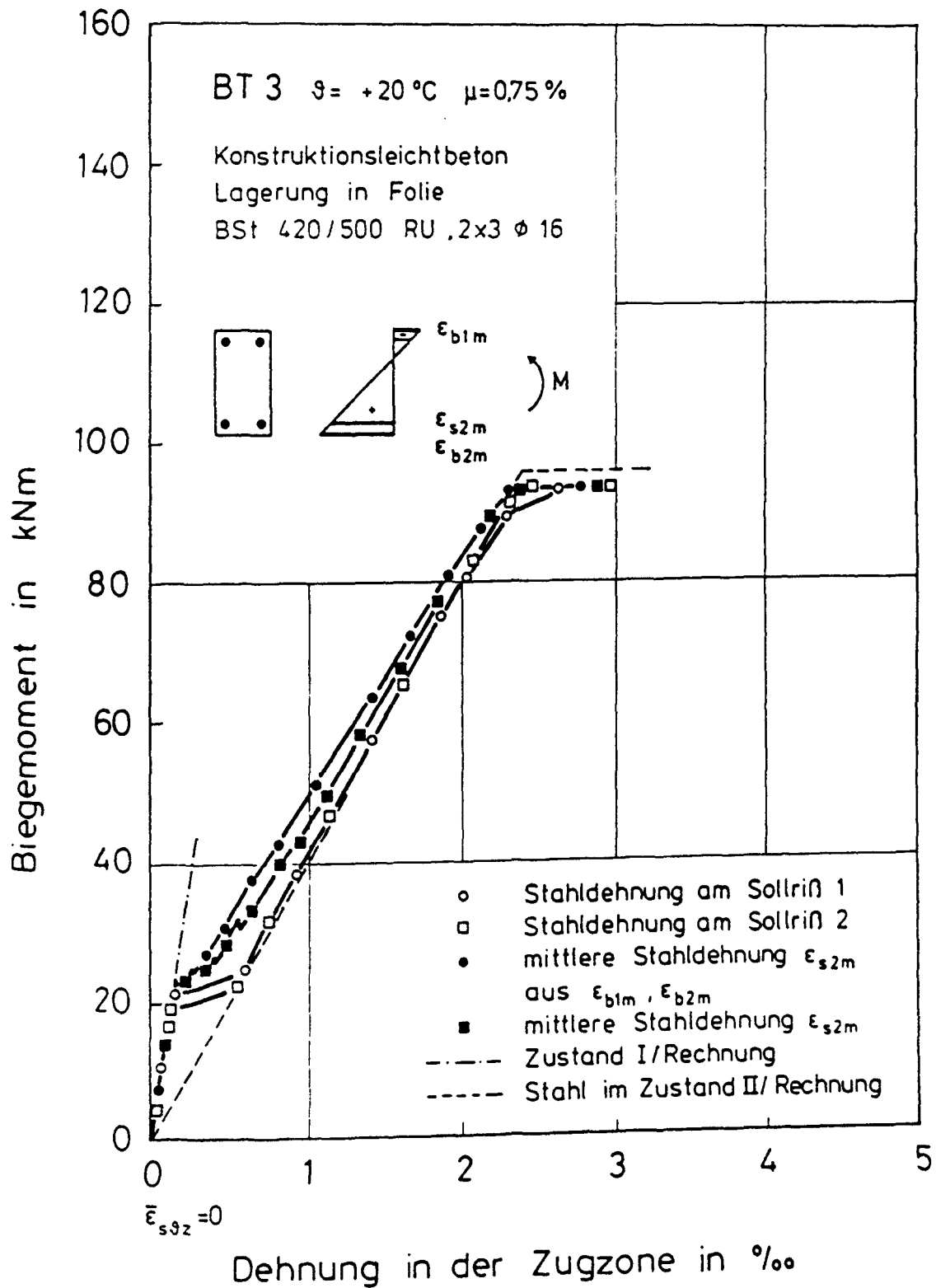


Bild 5.27: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper BT 3

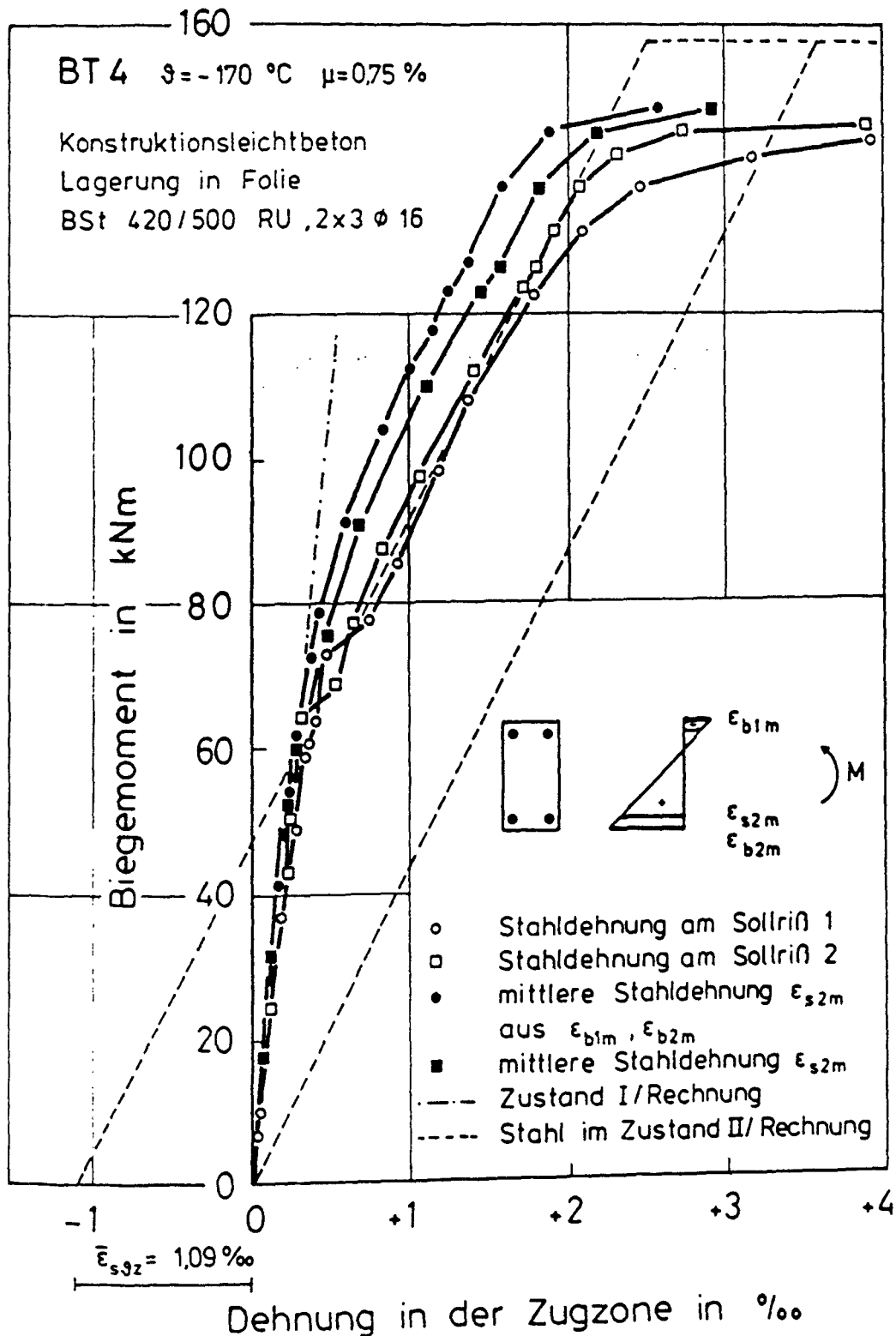


Bild 5.28: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper BT 4; Ermittlung der thermischen Stahlzwangdehnung im Zustand I

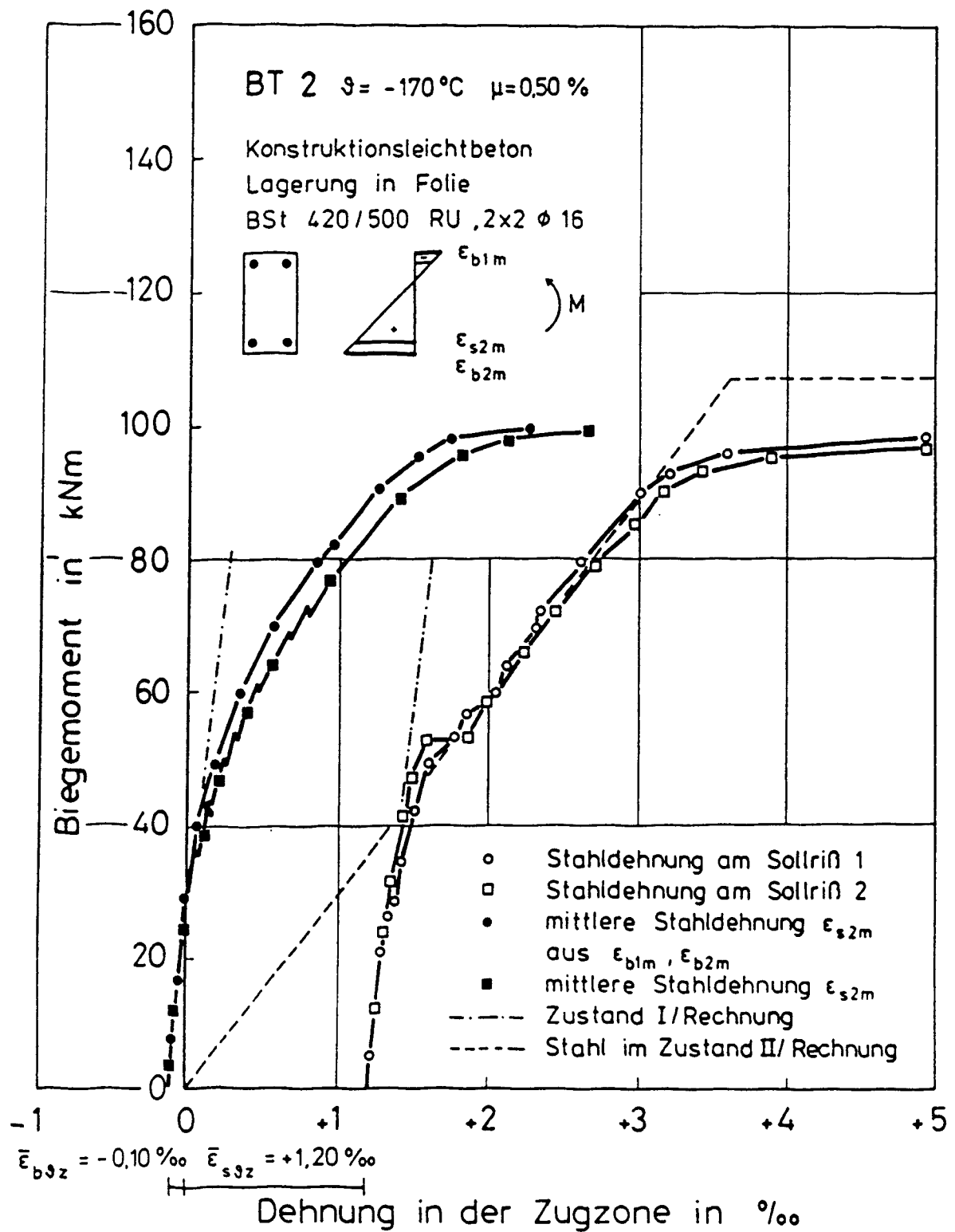


Bild 5.29: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper BT 2 bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs

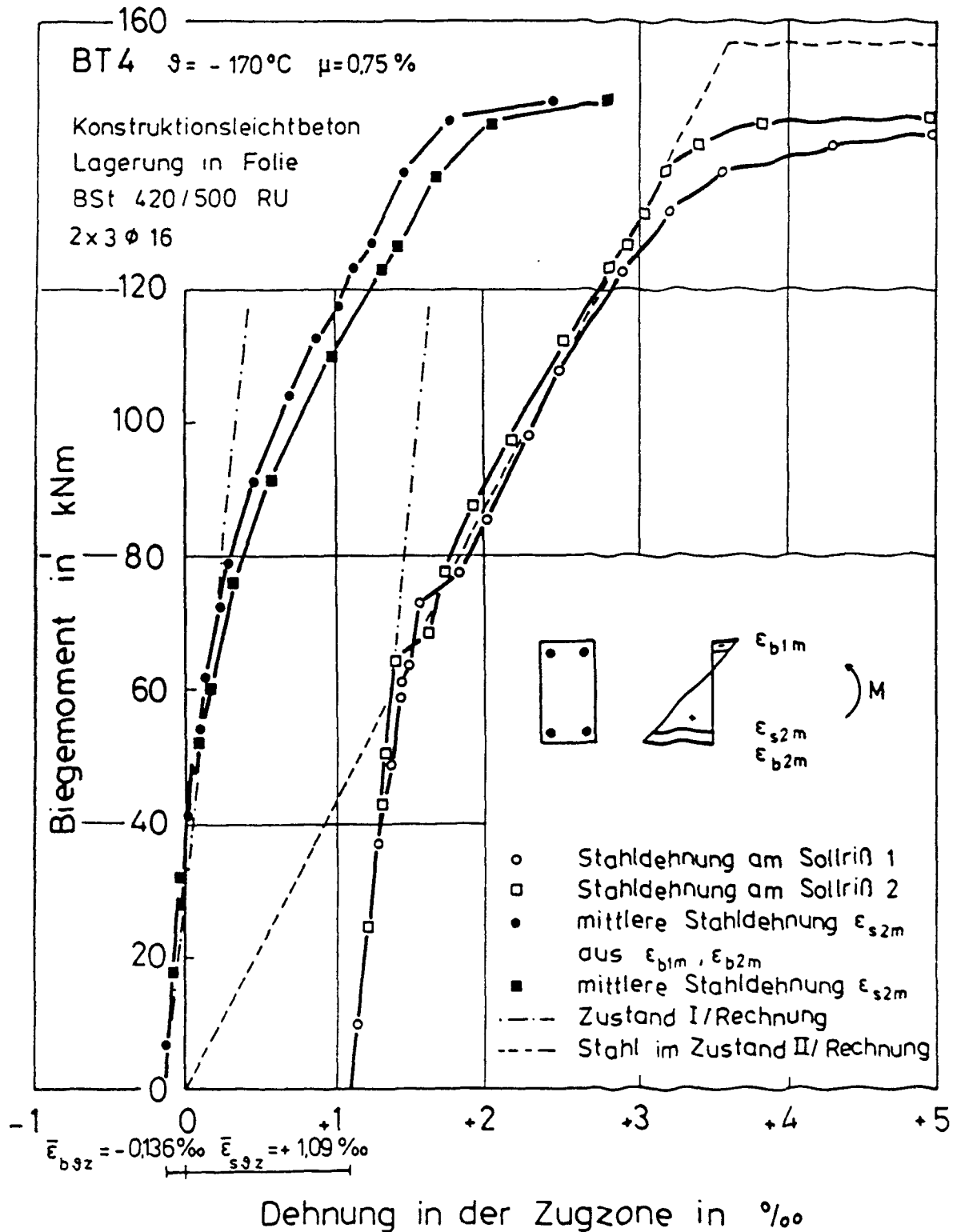


Bild 5.30: Gemessene Stahldehnung im Sollriß und mittlere Stahldehnung in der Zugzone von Versuchskörper BT 4 bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs

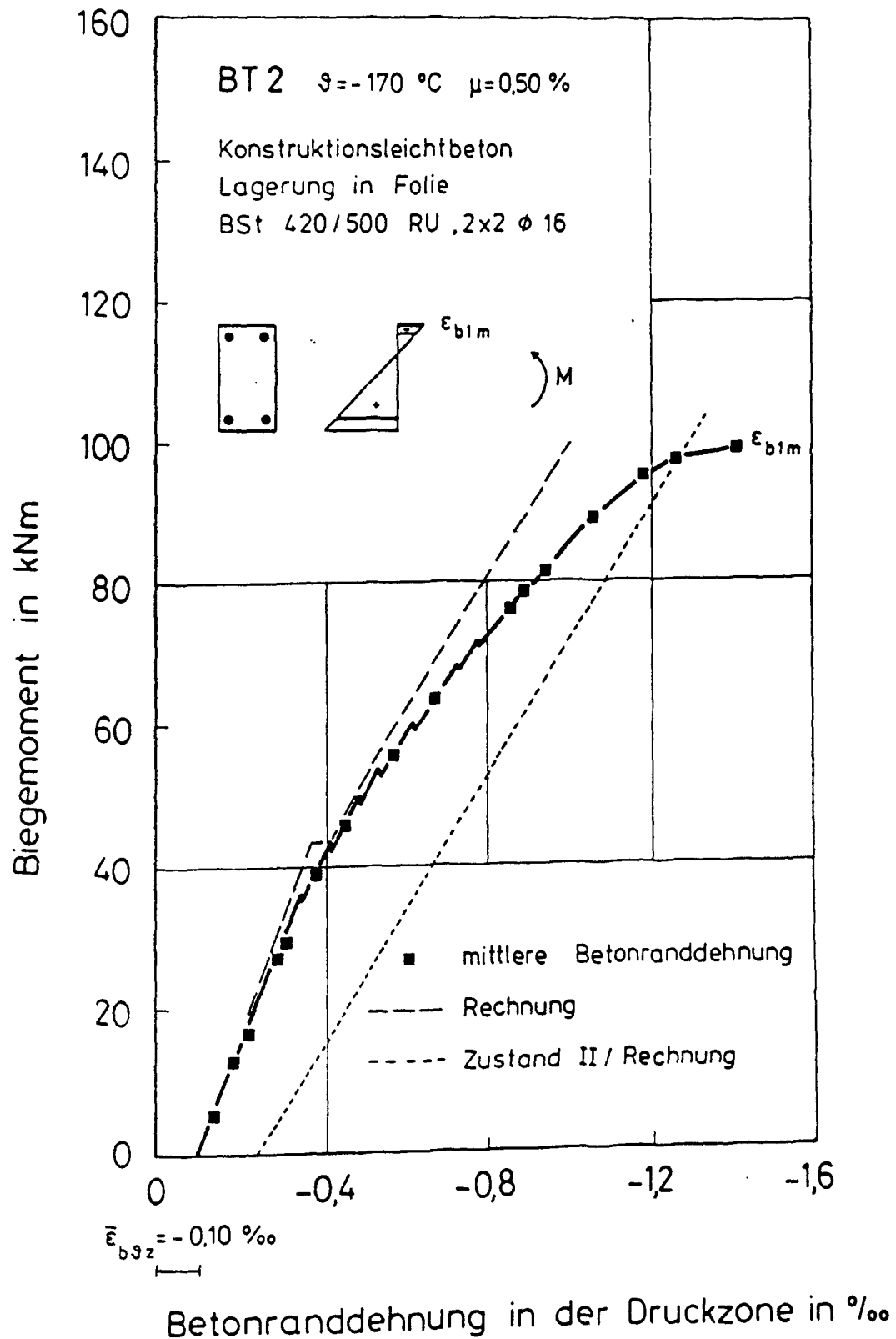


Bild 5.32: Betonranddehnung in der Druckzone von Versuchskörper bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

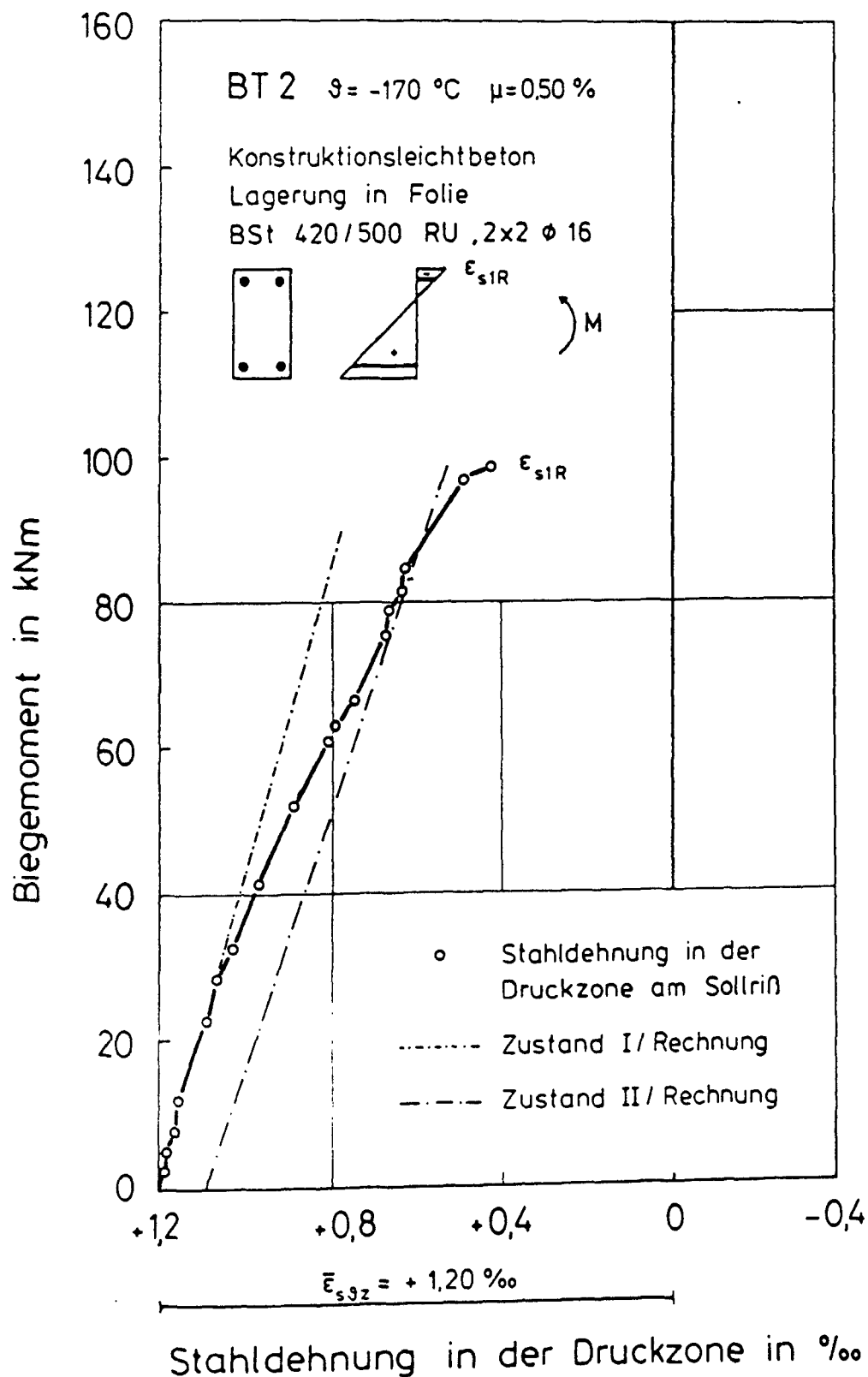


Bild 5.33: Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper BT 2 bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

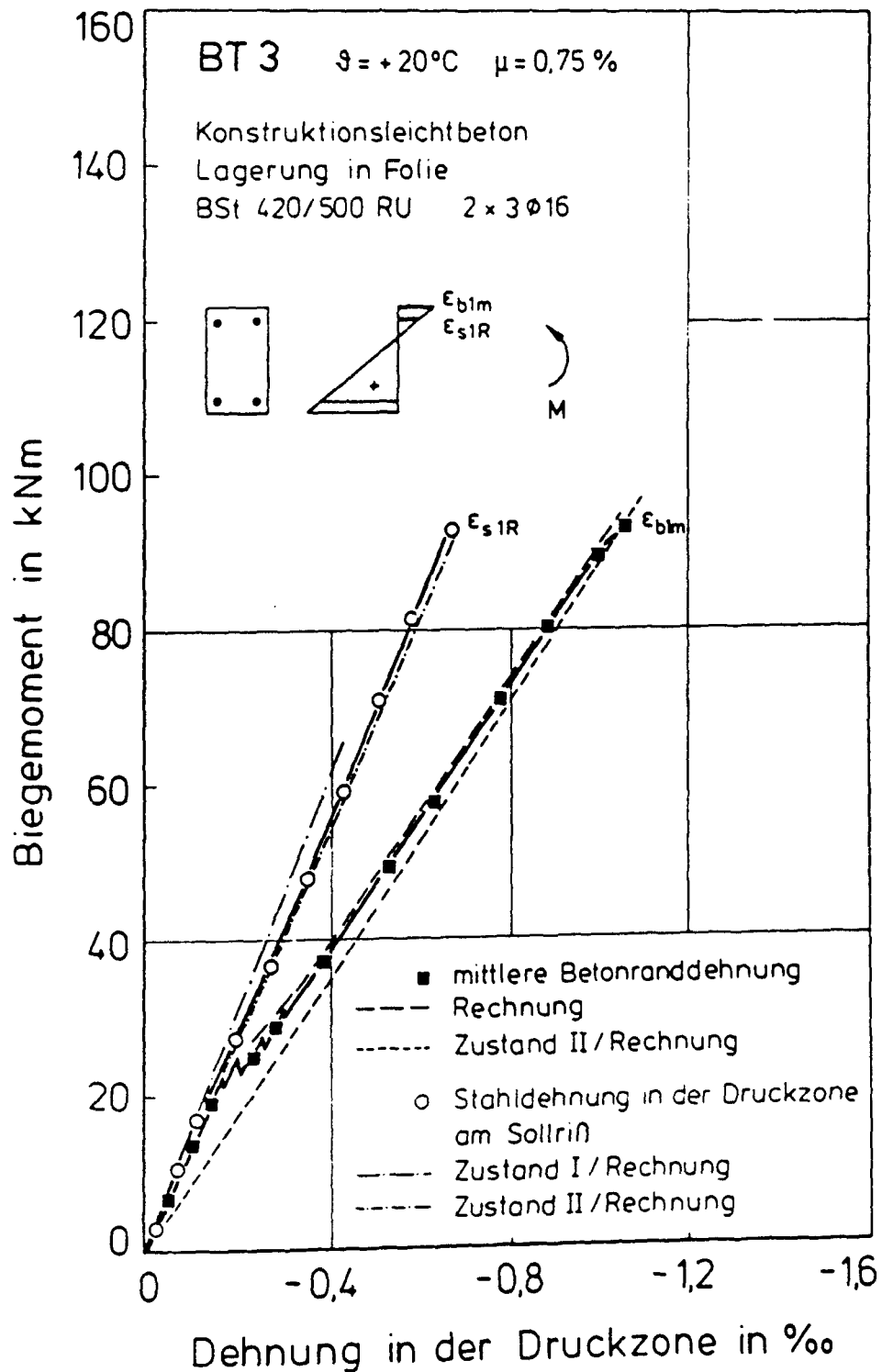


Bild 5.34: Betonranddehnung und Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper BT 3;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

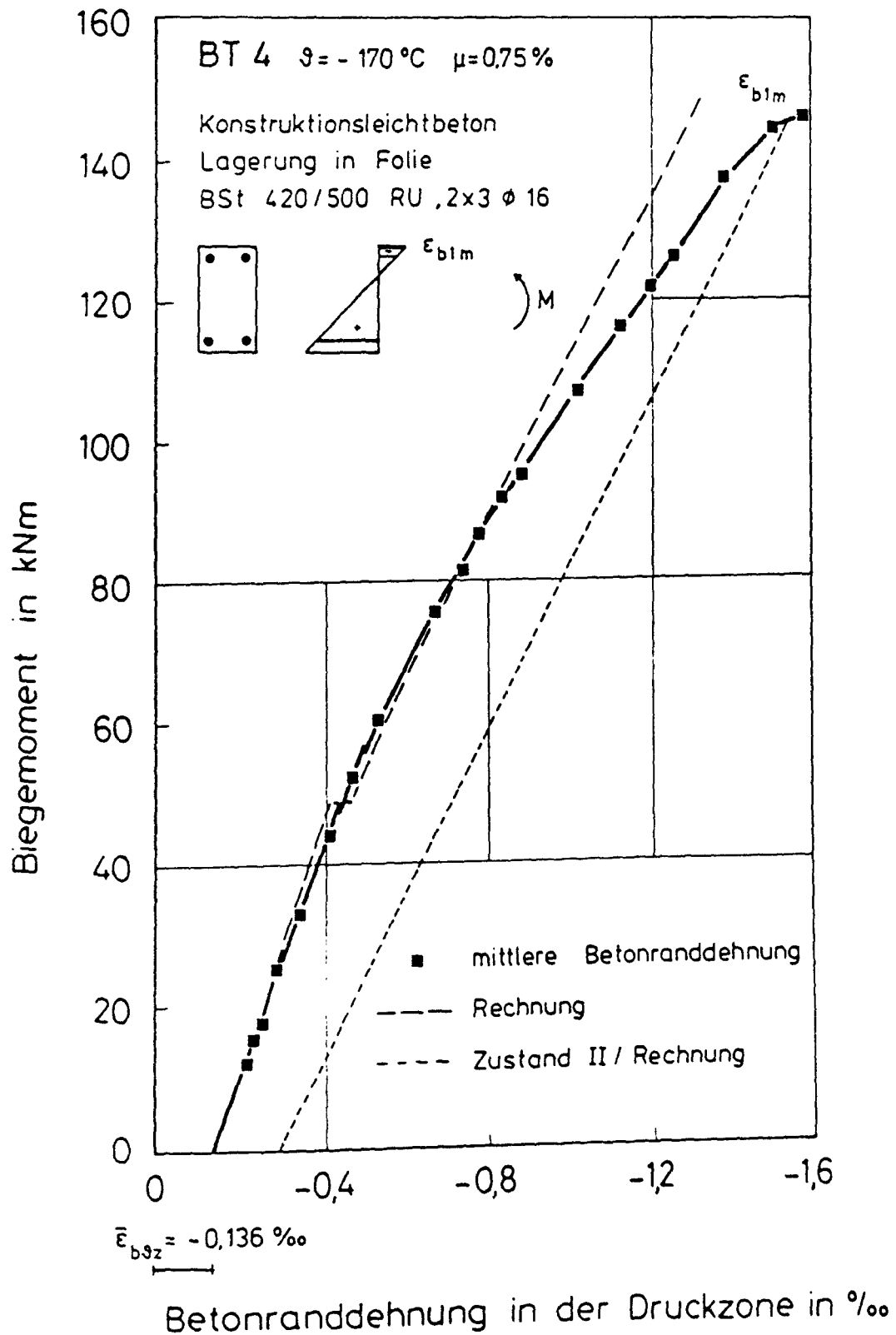


Bild 5.35: Betonranddehnung in der Druckzone von Versuchskörper BT 4 bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

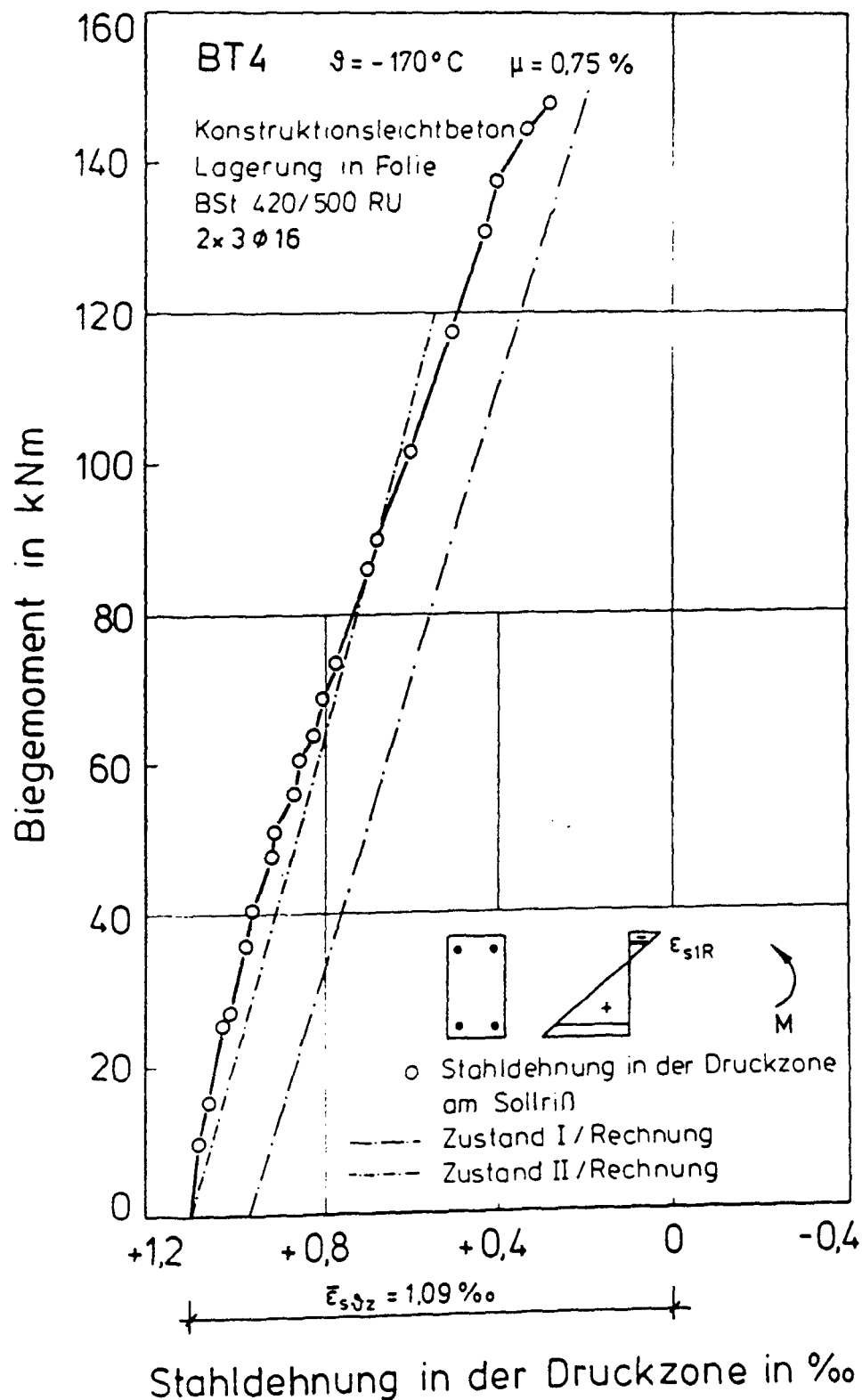


Bild 5.36: Stahldehnung in der Druckzone von Versuchskörper BT 4 bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

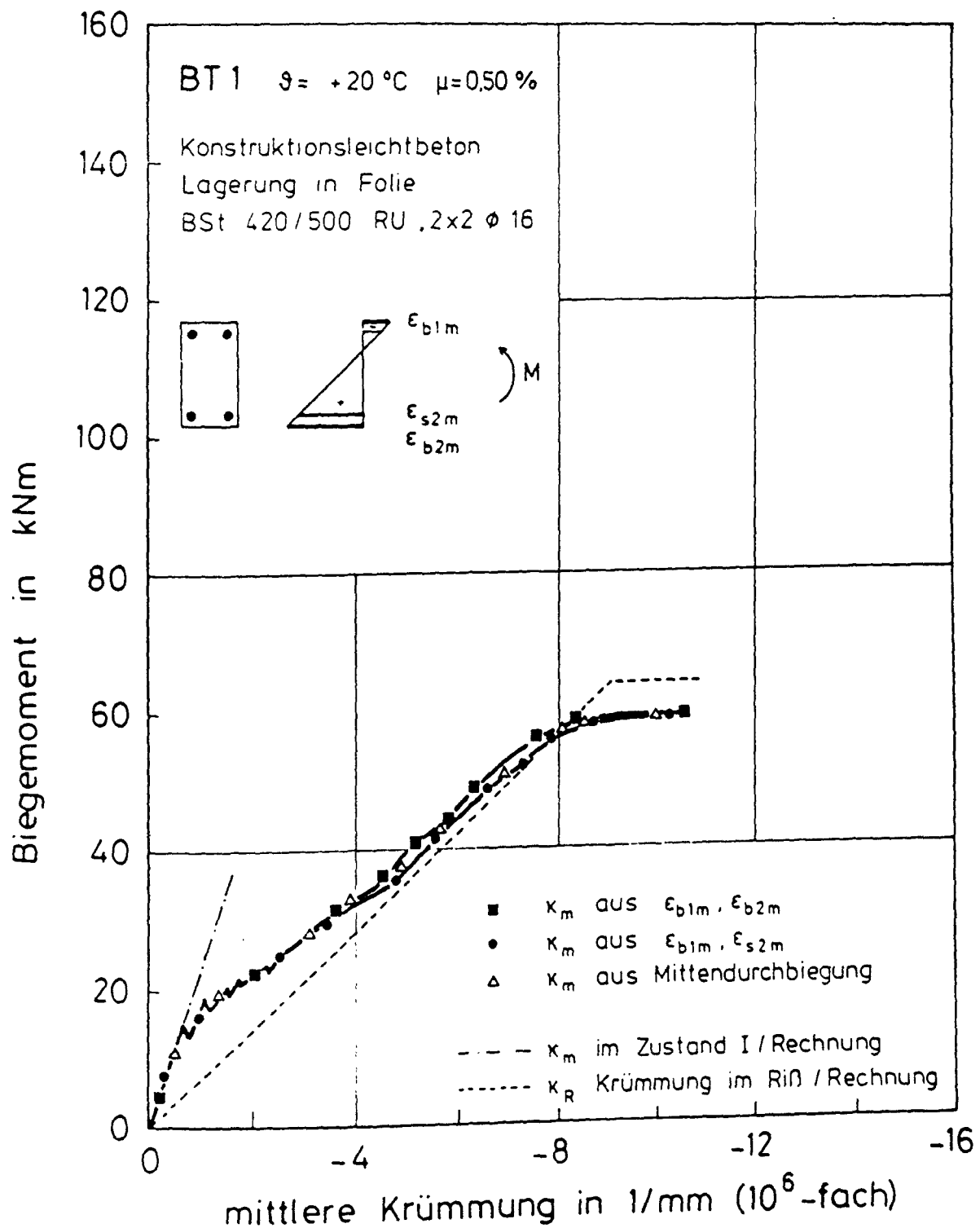


Bild 5.37: Gemessene Momenten-Krümmungs-Linien von Versuchskörper BT 1;
Vergleich: Mittlere Krümmung aus mittleren Dehnungen -
mittlere Krümmung aus Mittendurchbiegung

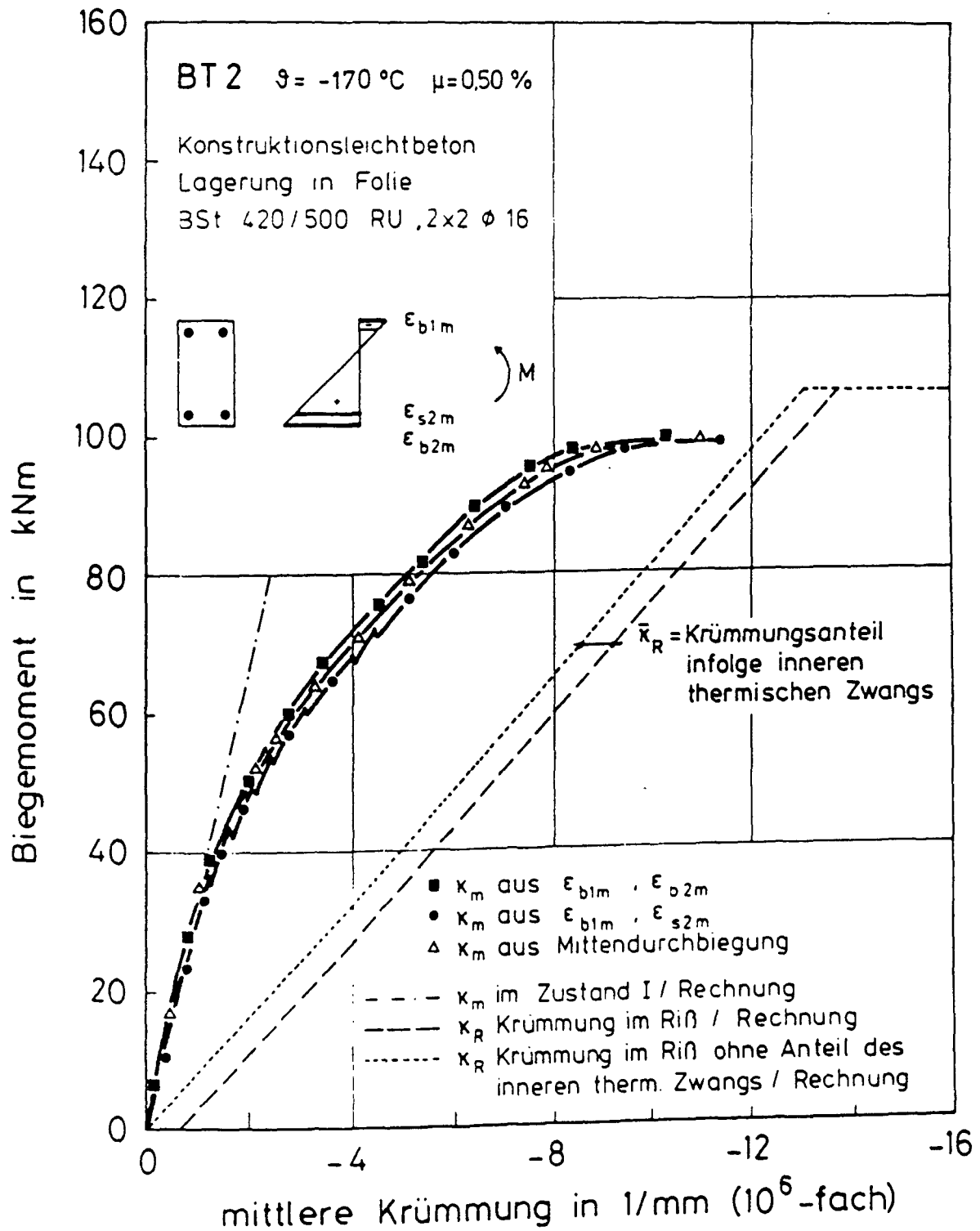


Bild 5.38: Gemessene Momenten-Krümmungs-Linien von Versuchskörper BT 2;
Vergleich: Mittlere Krümmung aus mittleren Dehnungen -
mittlere Krümmung aus Mittendurchbiegung

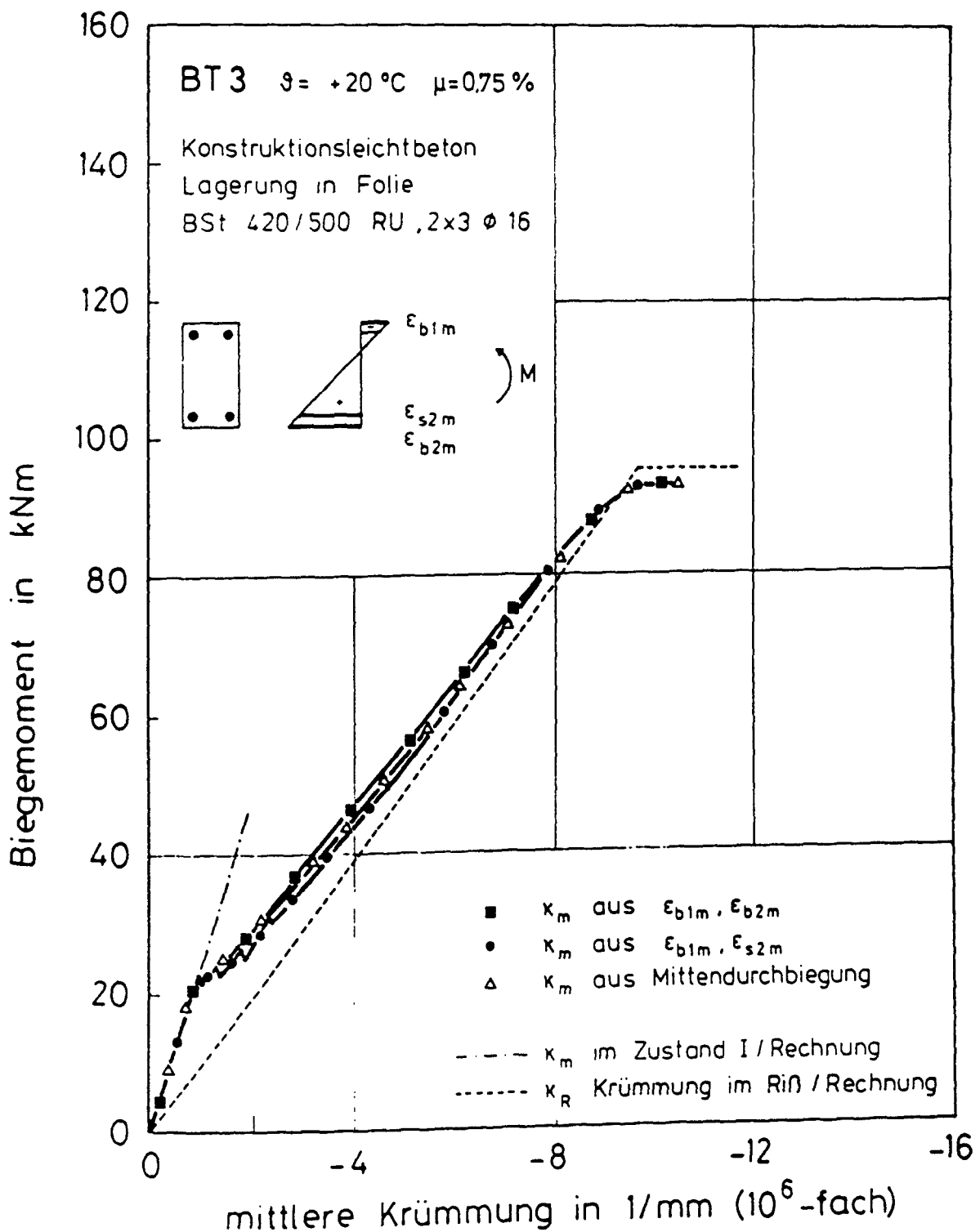


Bild 5.39: Gemessene Momenten-Krümmungs-Linien von Versuchskörper BT 3;
Vergleich: Mittlere Krümmung aus mittleren Dehnungen -
mittlere Krümmung aus Mittendurchbiegung

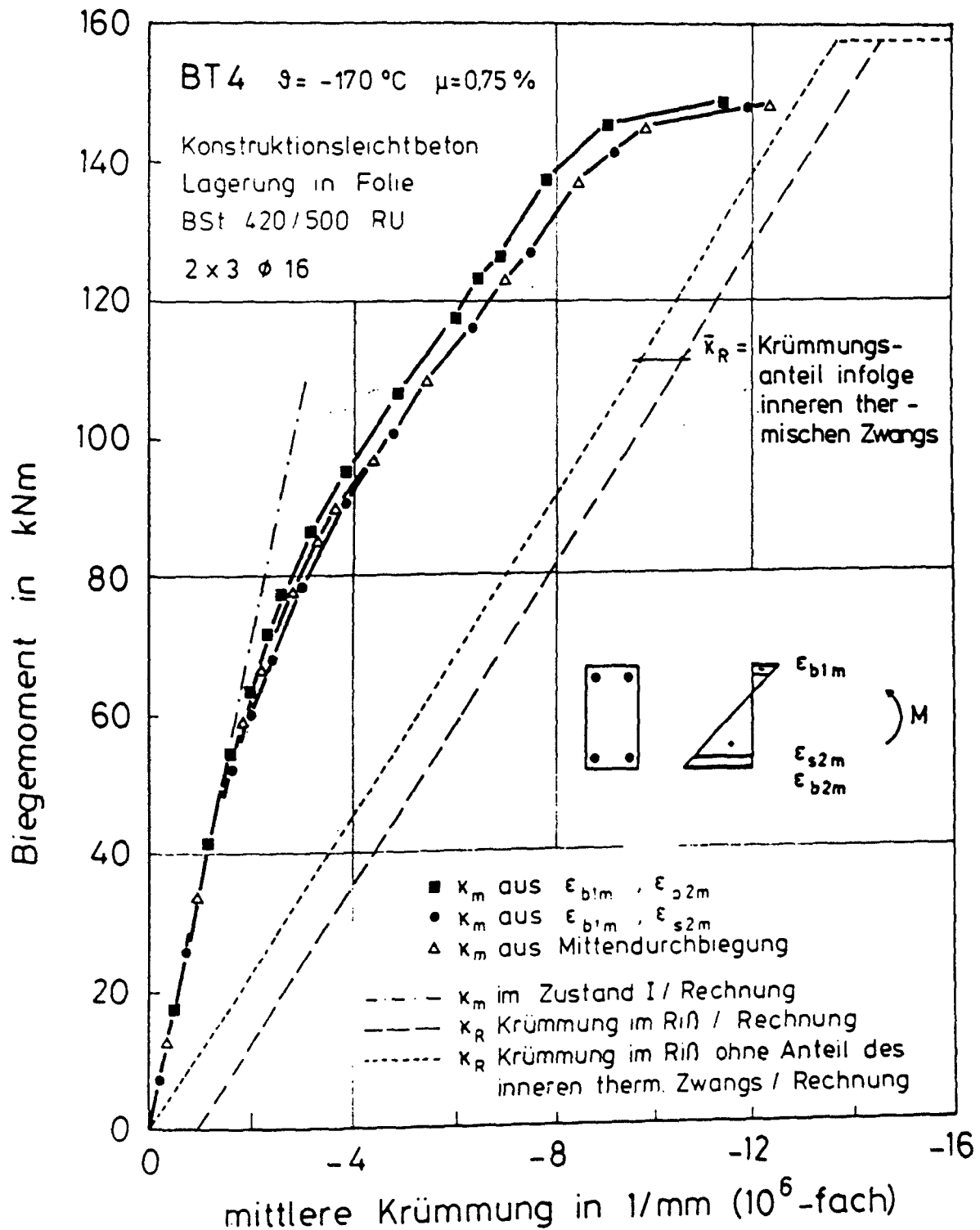


Bild 5.40: Gemessene Momenten-Krümmungs-Linien von Versuchskörper BT 4;
 Vergleich: Mittlere Krümmung aus mittleren Dehnungen -
 mittlere Krümmung aus Mittendurchbiegung

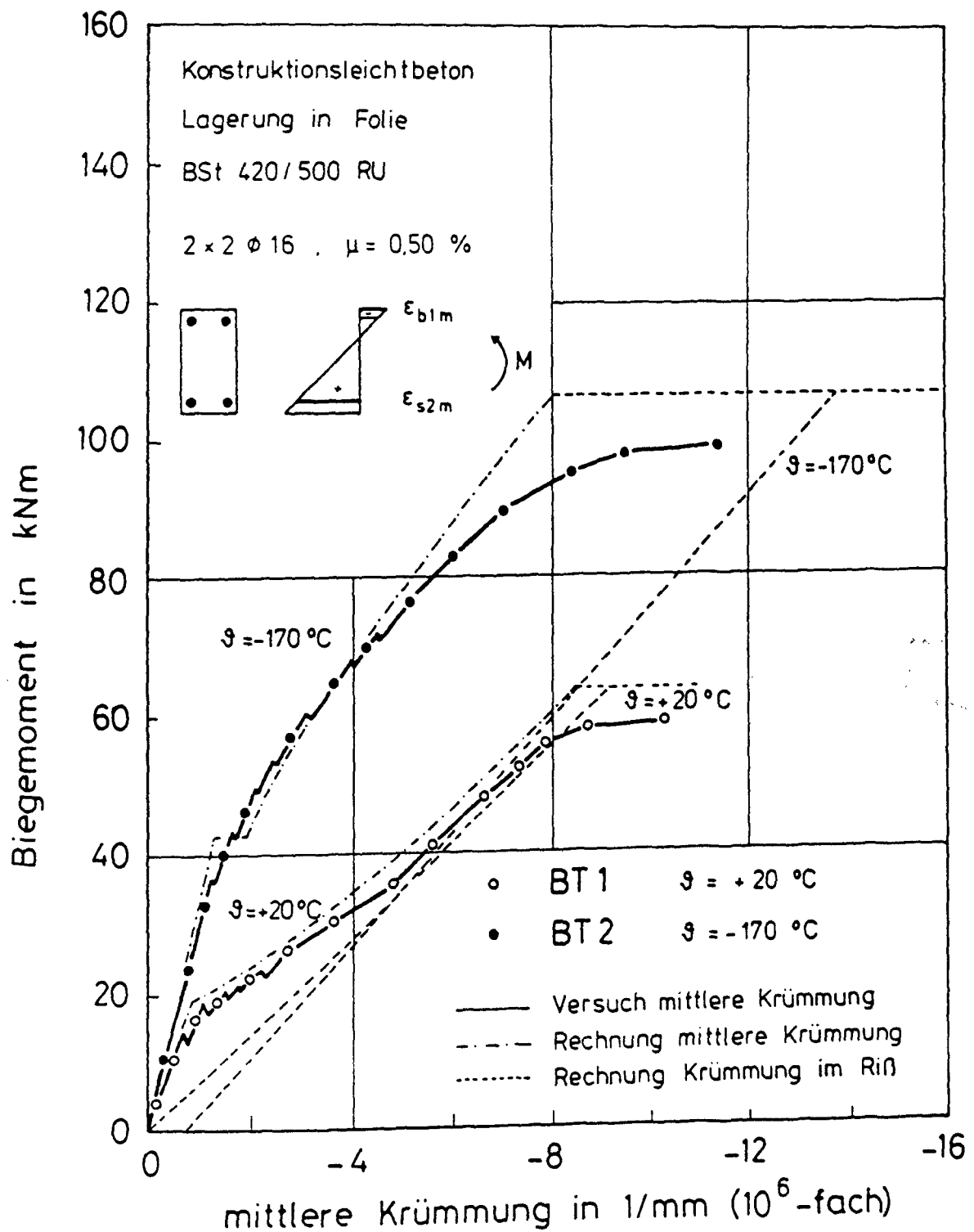


Bild 5.41: Gemessene und rechnerische M- κ -Linien der Versuchskörper BT 1 und BT 2; Einfluß der Temperatur bei $\mu = 0,50 \%$

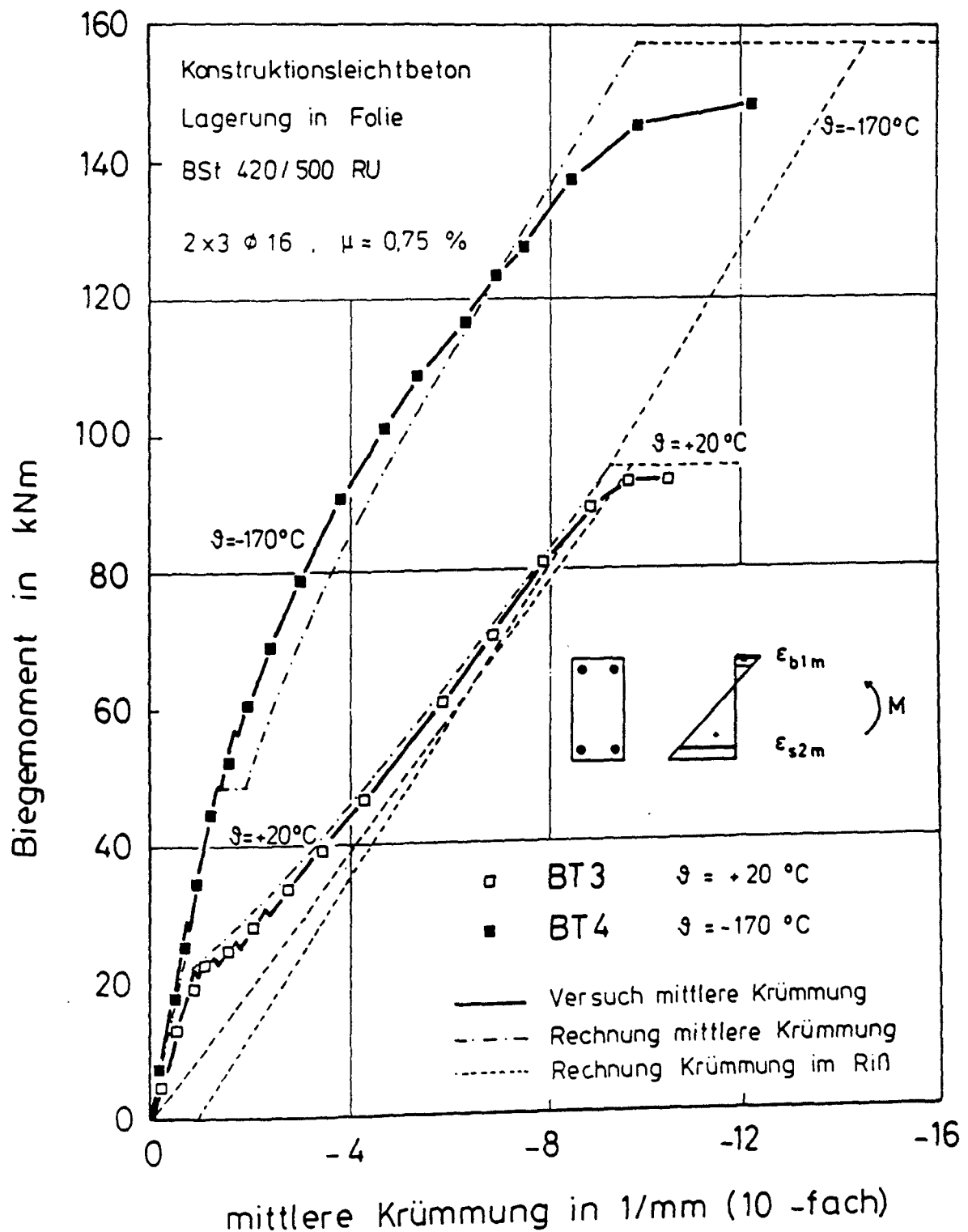


Bild 5.42: Gemessene und rechnerische M- κ -Linien der Versuchskörper BT 3 und BT 4; Einfluß der Temperatur bei $\mu = 0,75 \%$

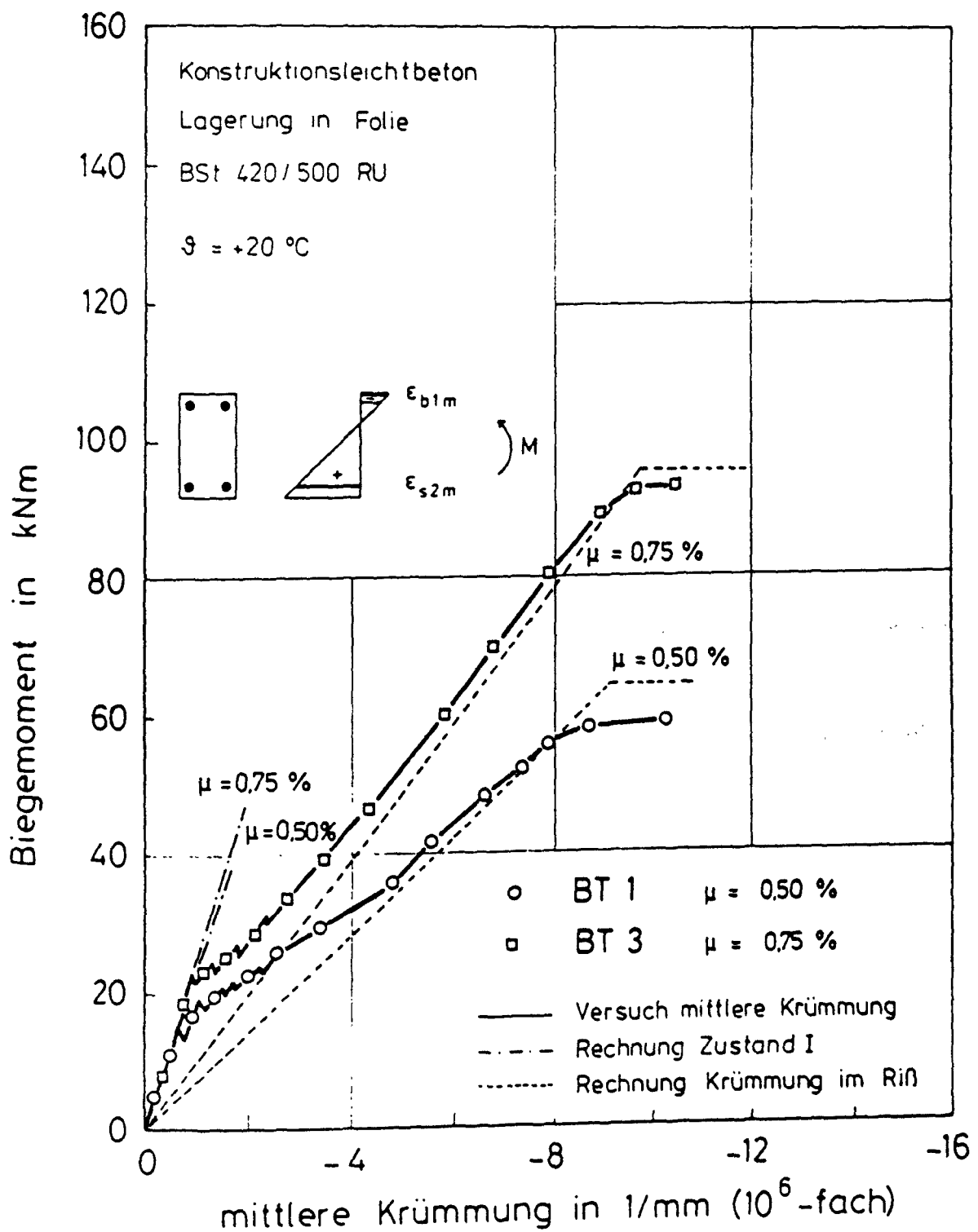


Bild 5.43: Gemessene M- κ -Linien der Versuchskörper BT 1 und BT 3;
Einfluß des Bewehrungsgrades bei $\vartheta = +20\text{ }^{\circ}\text{C}$

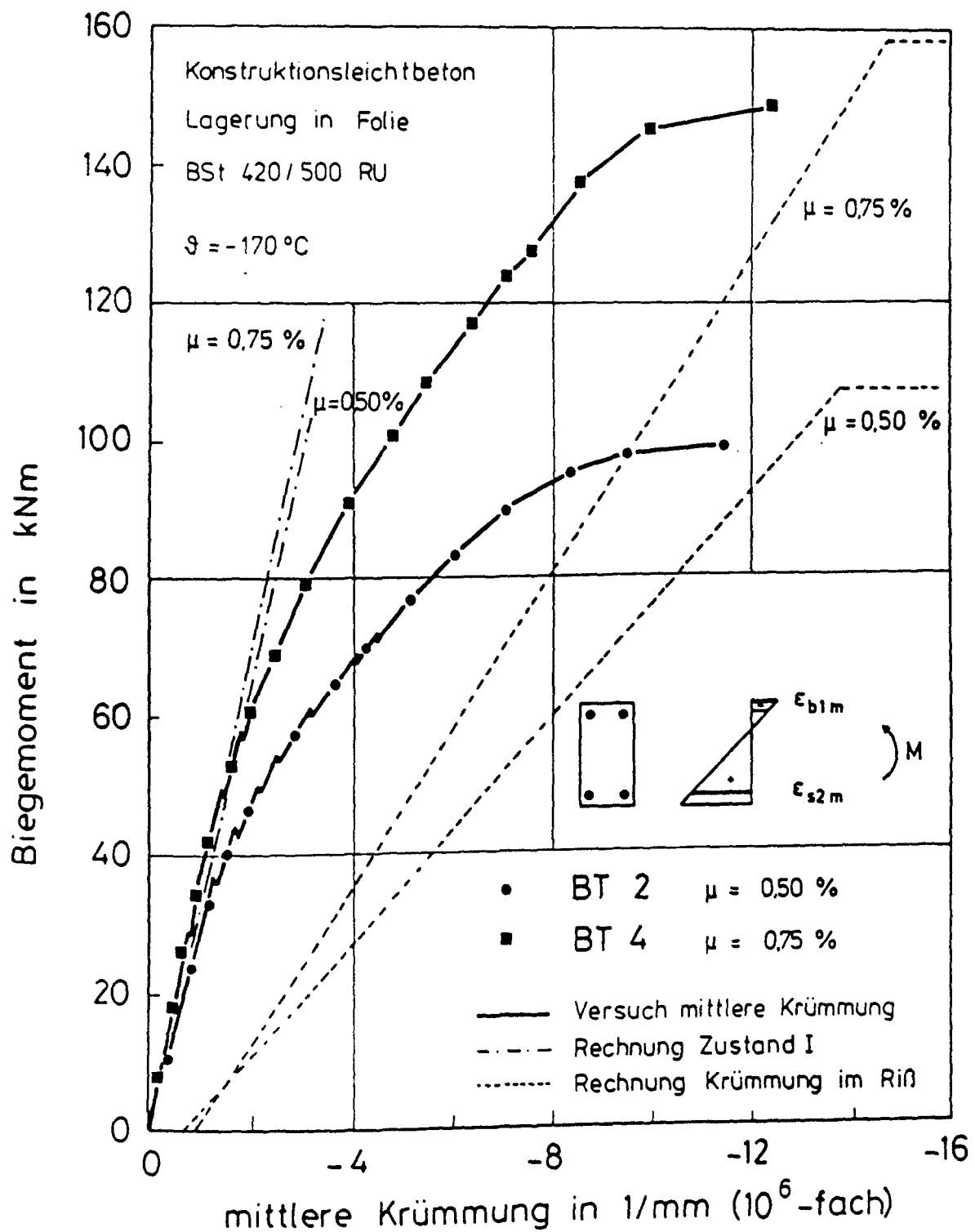


Bild 5.44: Gemessene M- κ -Linien der Versuchskörper BT 2 und BT 4;
Einfluß des Bewehrungsgrades bei $\vartheta = -170\text{ °C}$

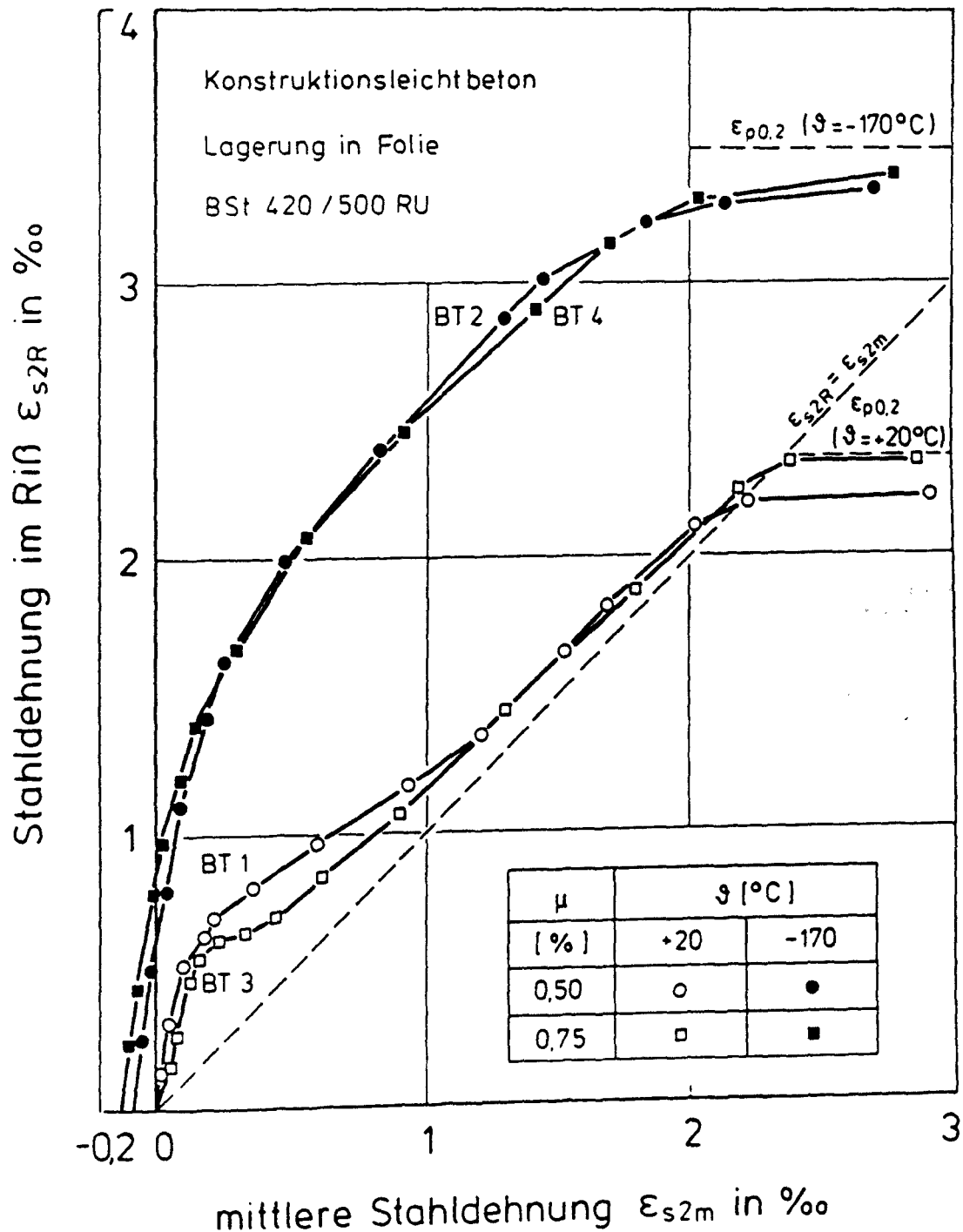


Bild 5.45: Zusammenhang zwischen der Stahldehnung im Riß und der mittleren Stahldehnung bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs; Meßergebnis der Versuchskörper BT 1, BT 2, BT 3, BT 4

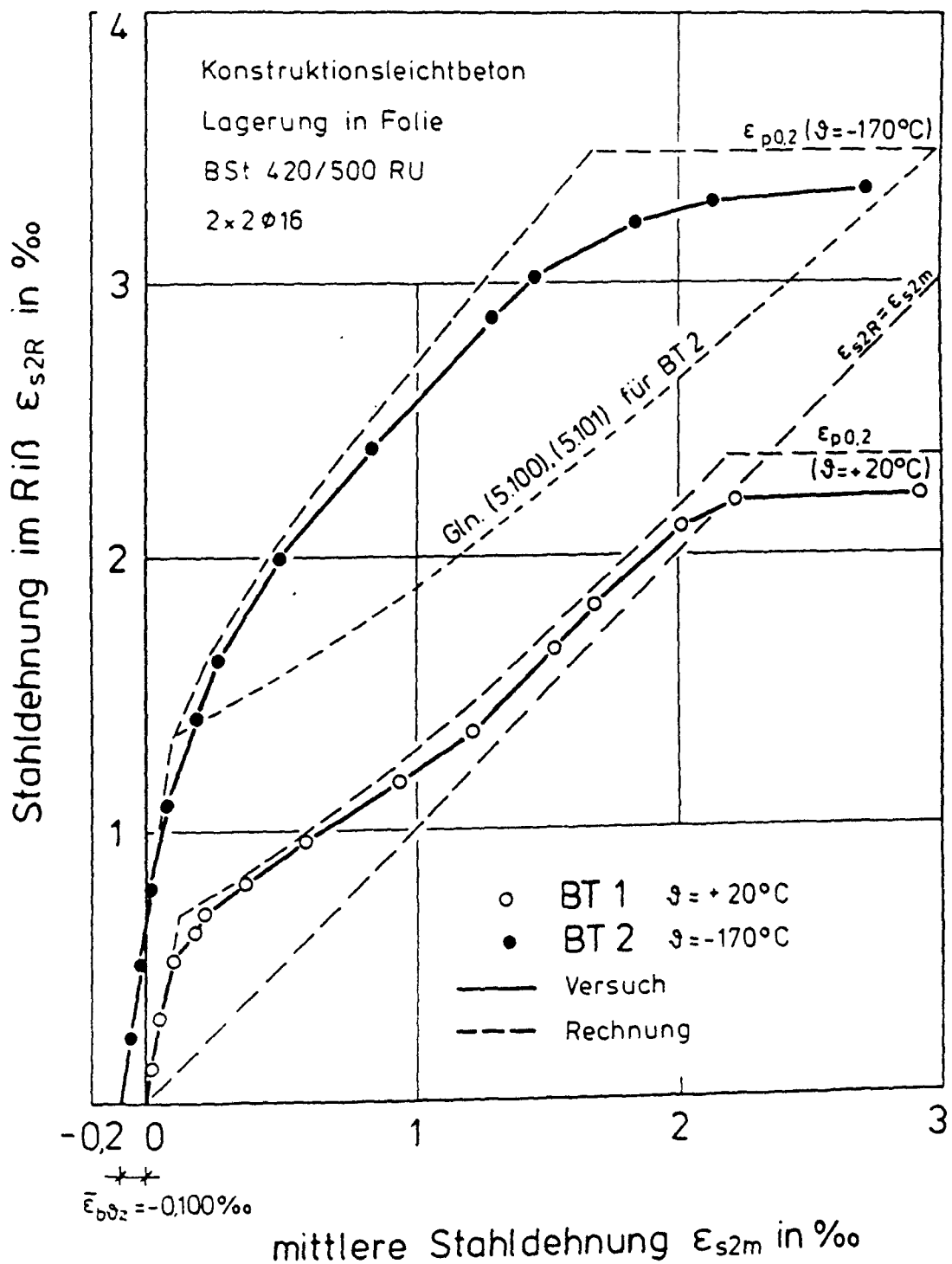


Bild 5.46: Zusammenhang zwischen der Stahldehnung im Riß und der mittleren Stahldehnung der Versuchskörper BT 1 und BT 2 bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

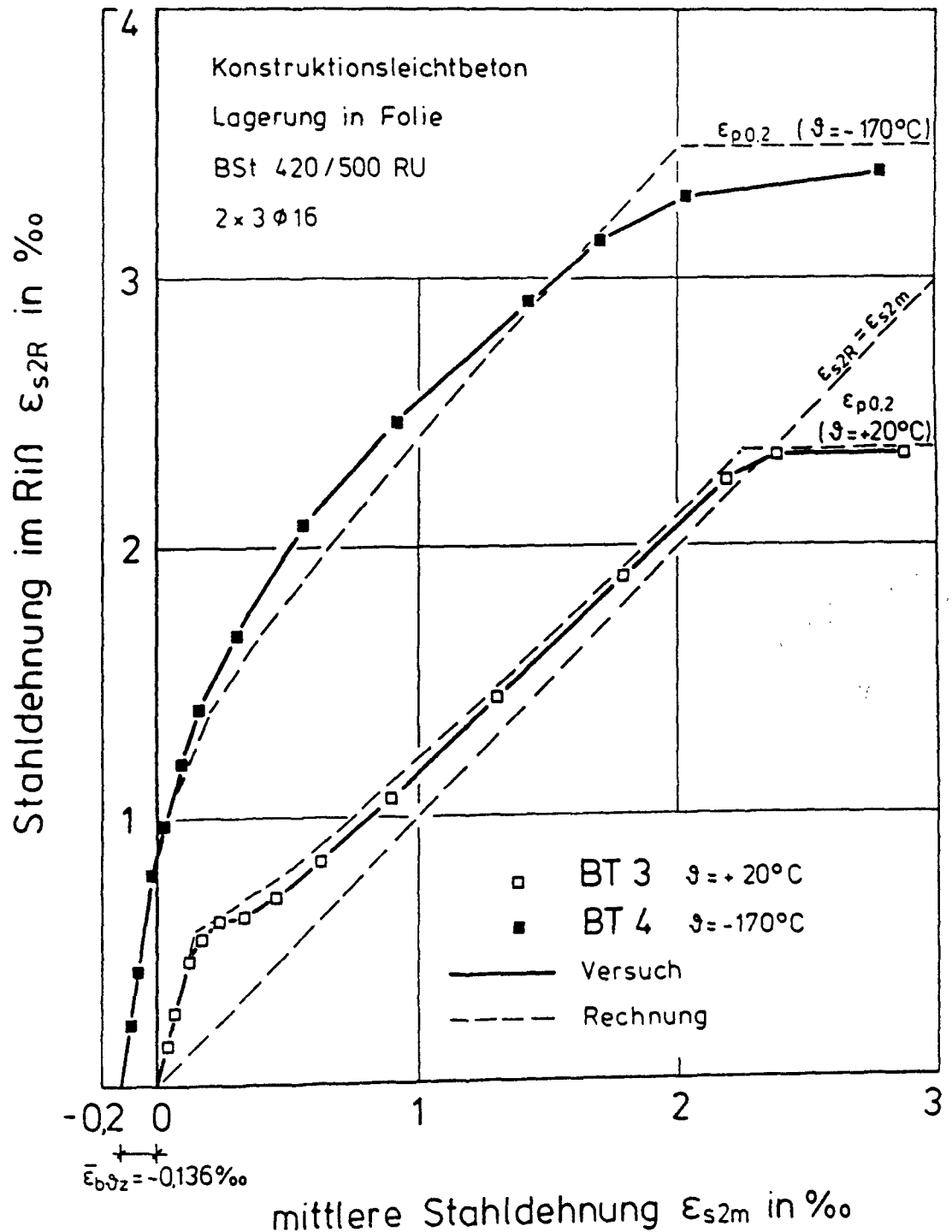


Bild 5.47: Zusammenhang zwischen der Stahldehnung im Riß und der mittleren Stahldehnung der Versuchskörper BT 3 und BT 4 bei Berücksichtigung des thermischen Zwangs; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

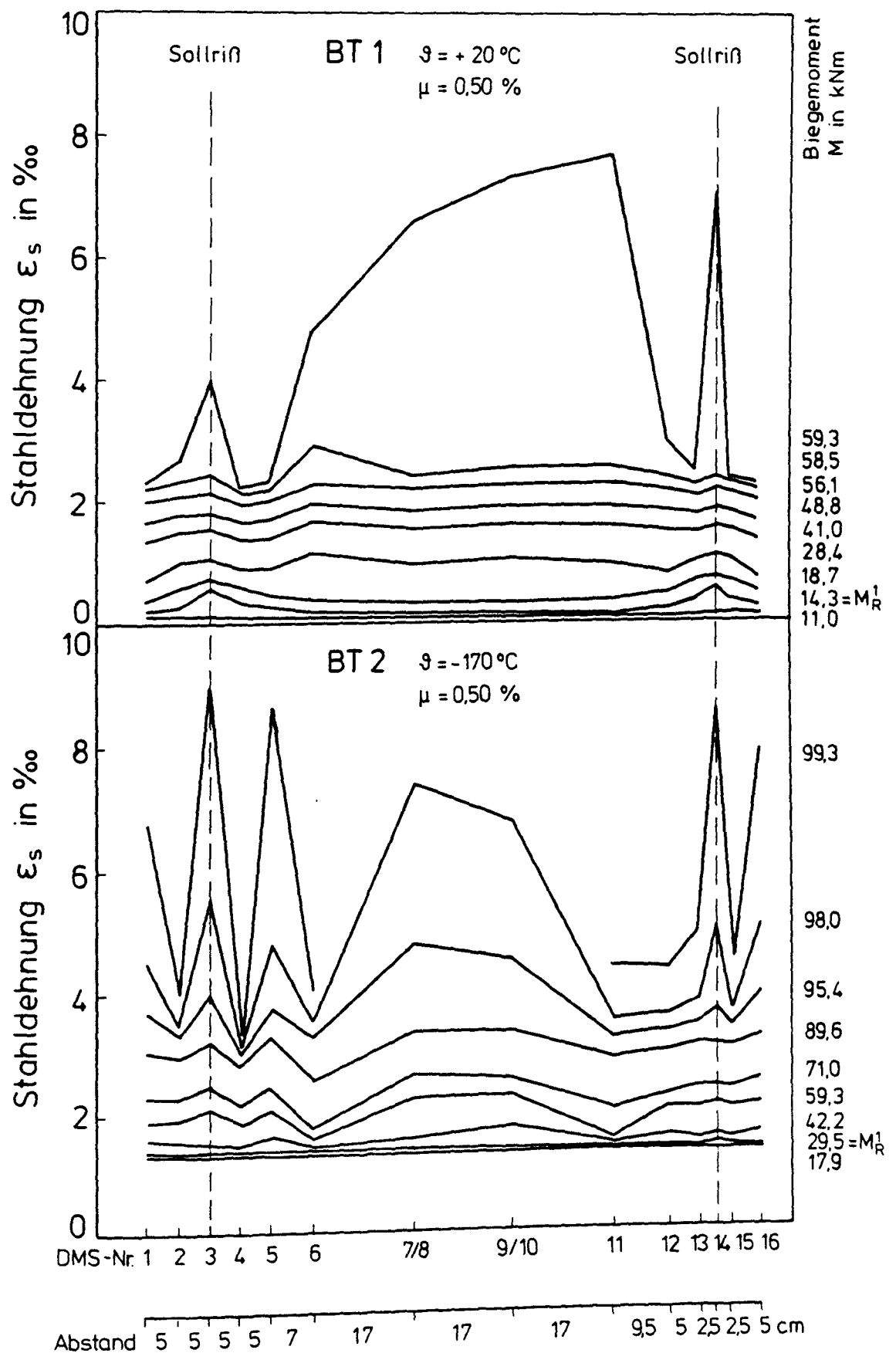


Bild 5.48: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabchse 2 der Versuchskörper BT 1 und BT 2 bei unterschiedlicher Beanspruchung

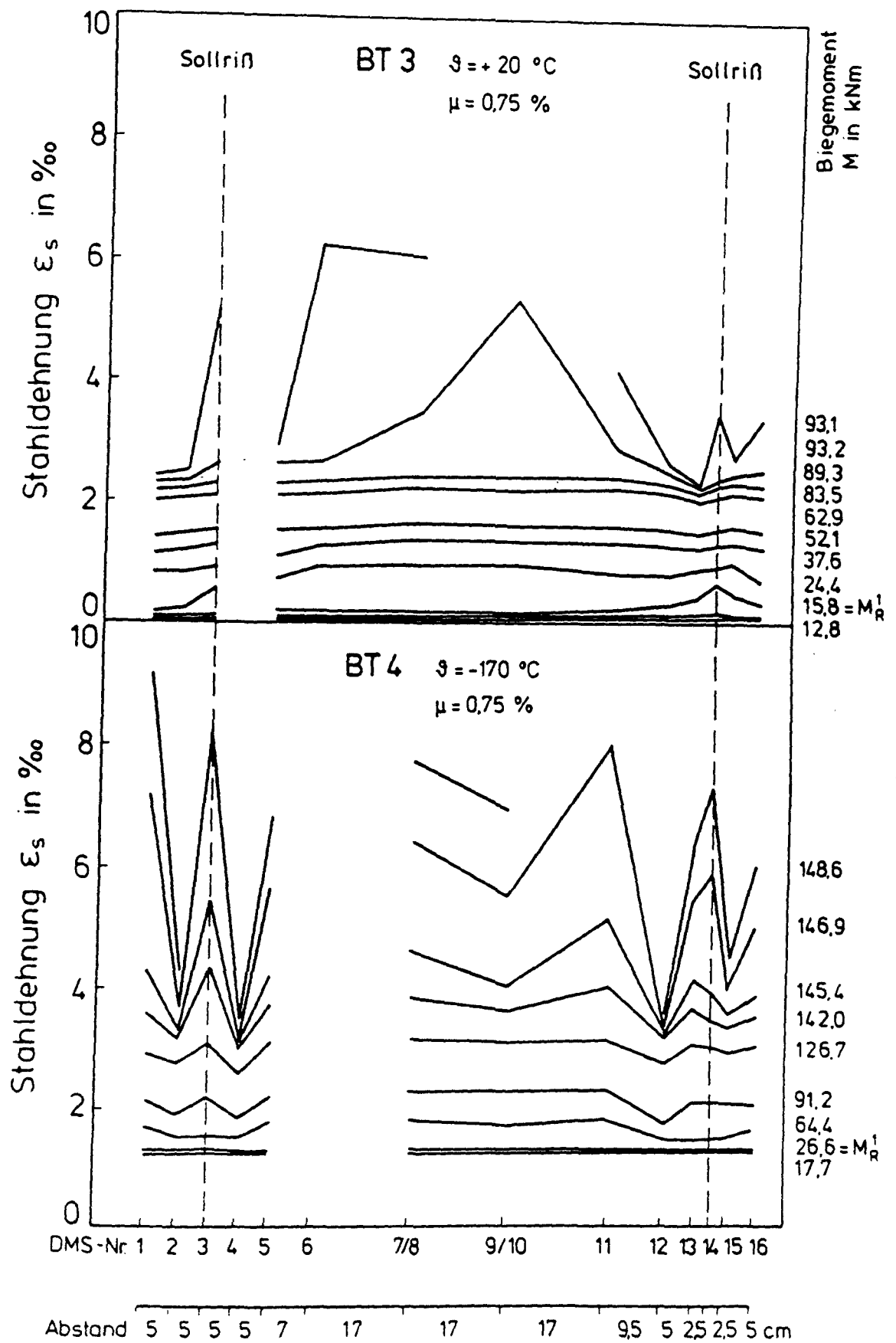


Bild 5.49: Gemessene Stahldehnungen entlang der Stabachse 2 der Versuchskörper BT 3 und BT 4 bei unterschiedlicher Beanspruchung

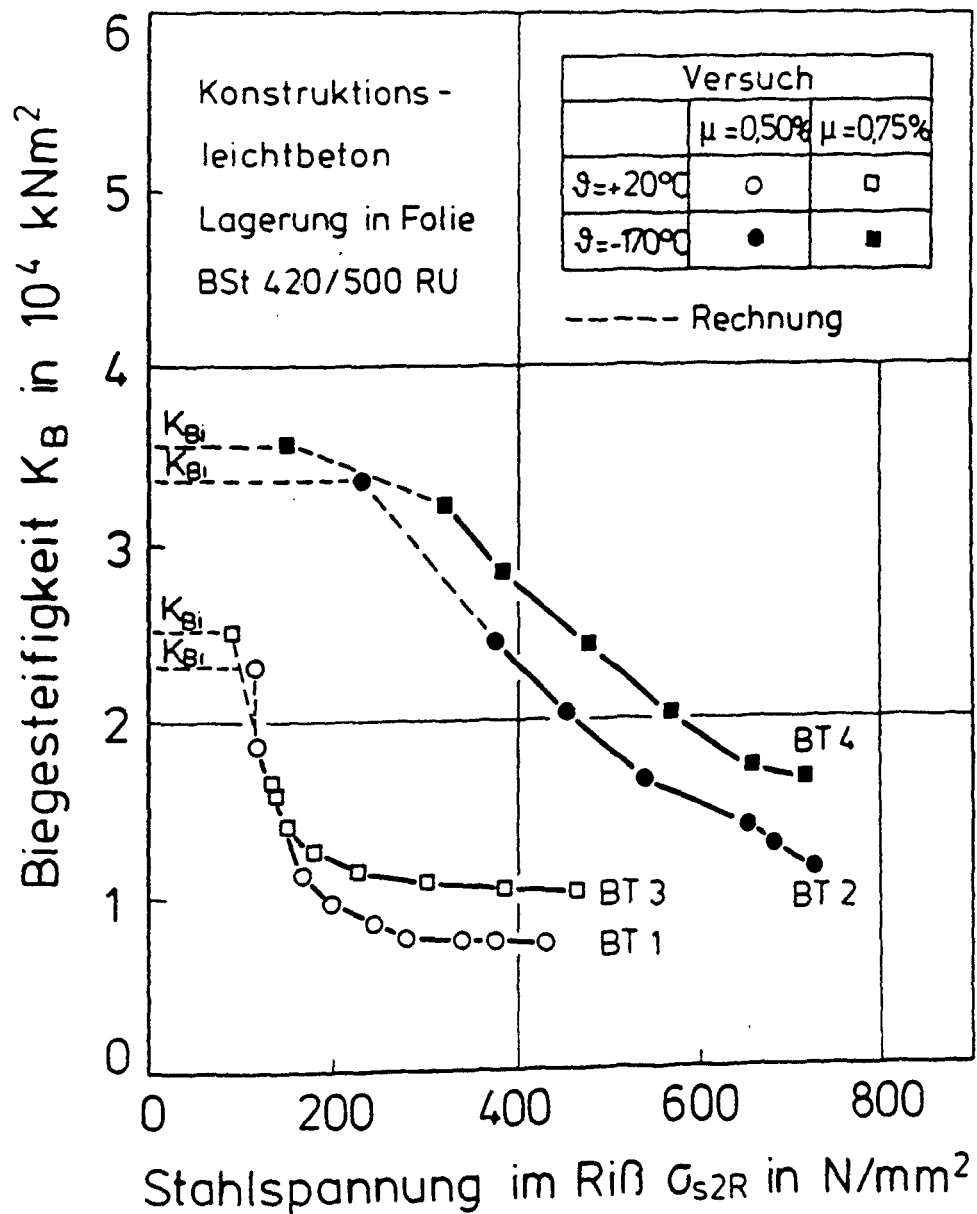


Bild 5.50: Gemessene Biegesteifigkeit der Versuchskörper BT 1, BT 2, BT 3, BT 4 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

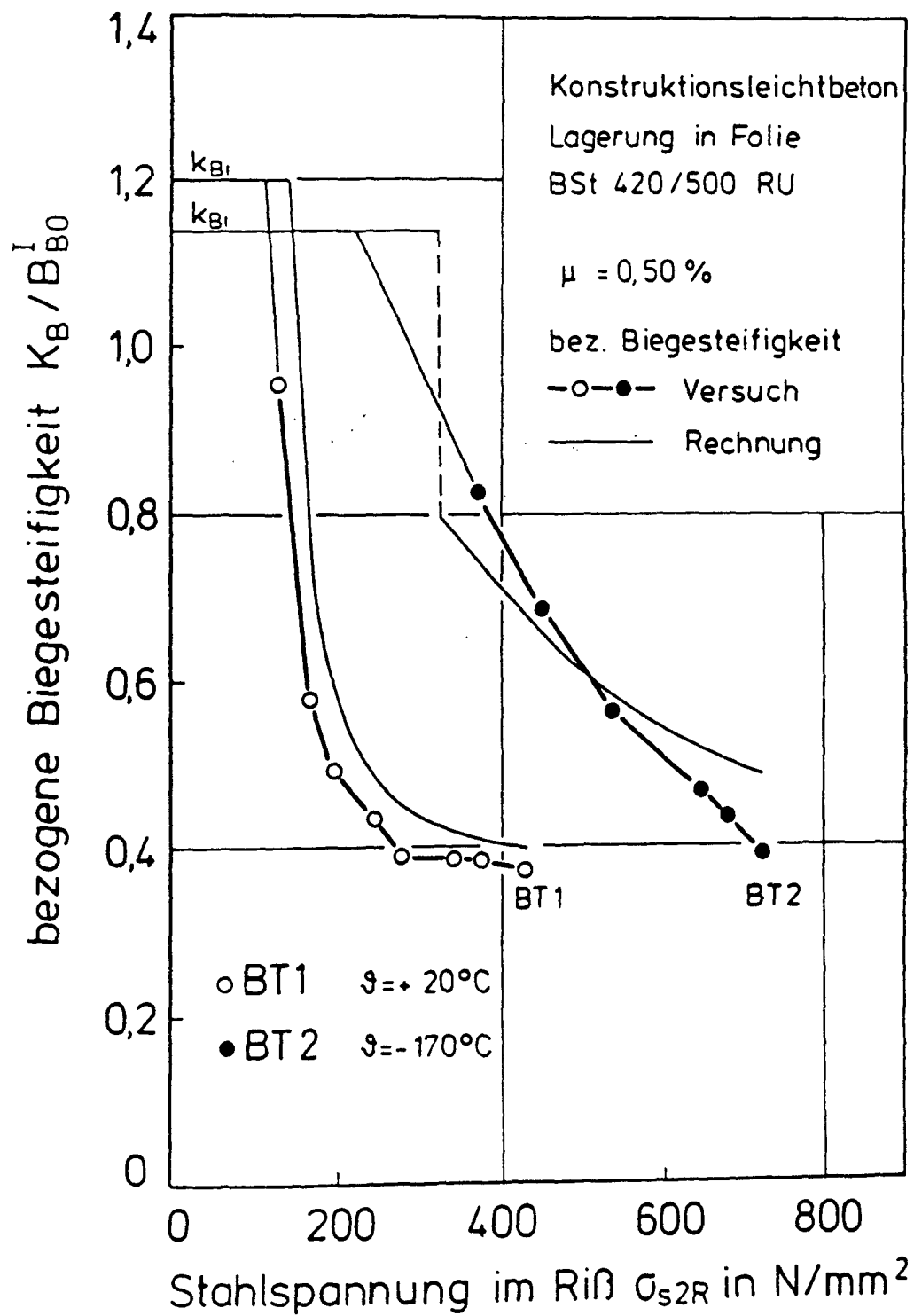


Bild 5.51: Bezogene Biegesteifigkeit der Versuchskörper BT 1 und BT 2 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

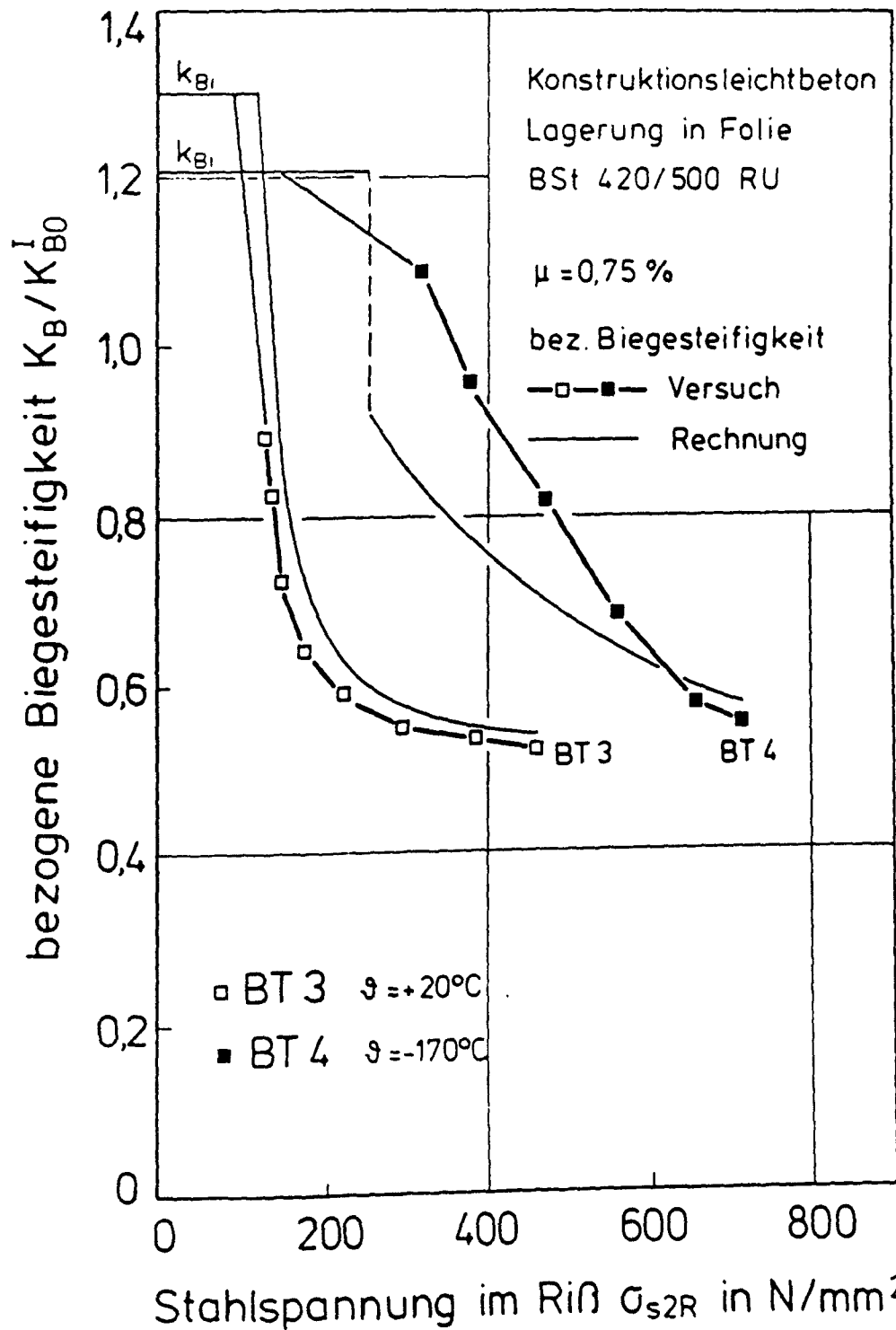


Bild 5.52: Bezogene Biegesteifigkeit der Versuchskörper BT 3 und BT 4 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

Seitenfläche

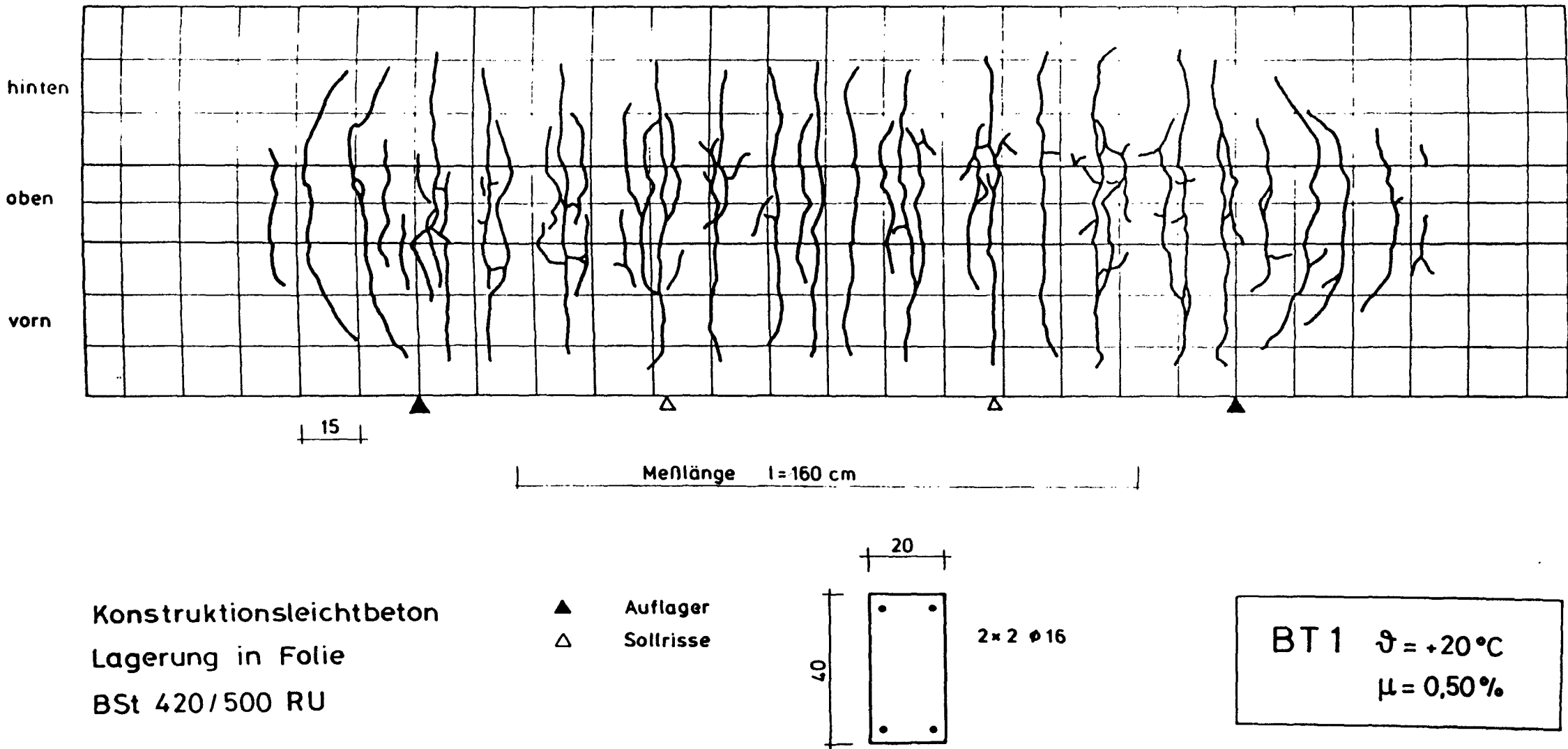
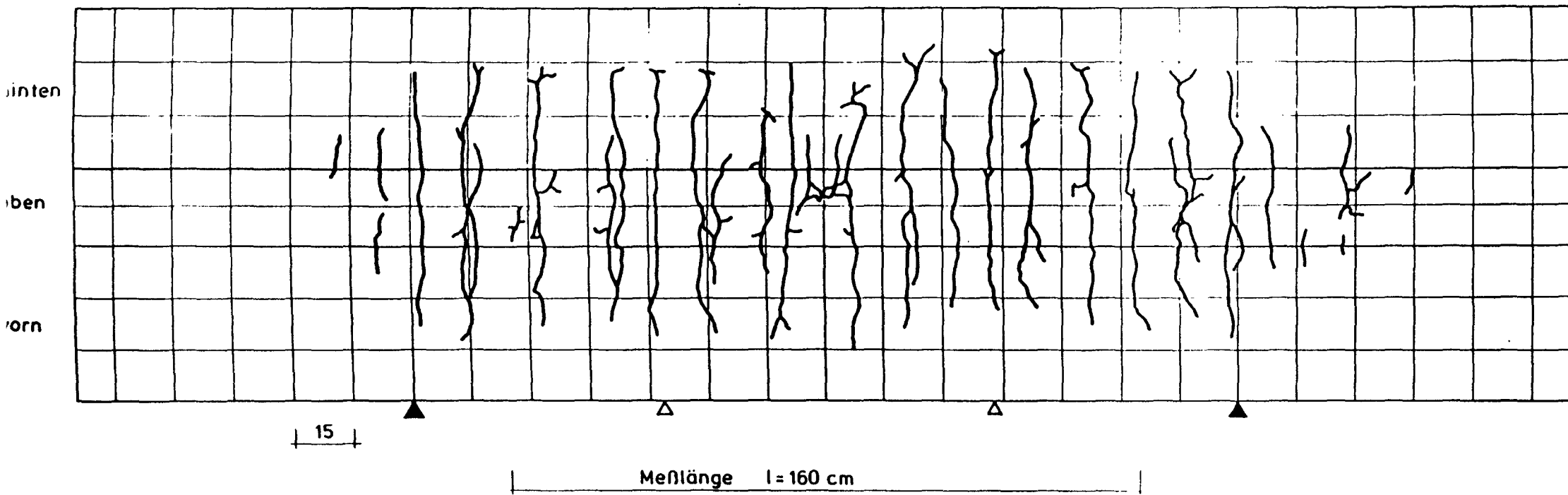


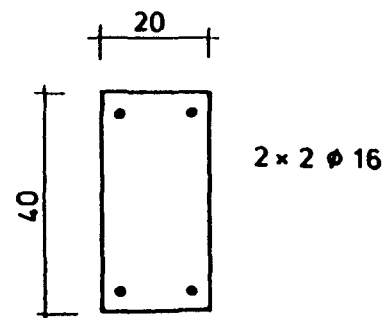
Bild 5.53: Rißbild des Versuchskörpers BT 2 nach abgeschlossener Rißbildung

Seitenfläche



Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
BSt 420/500 RU

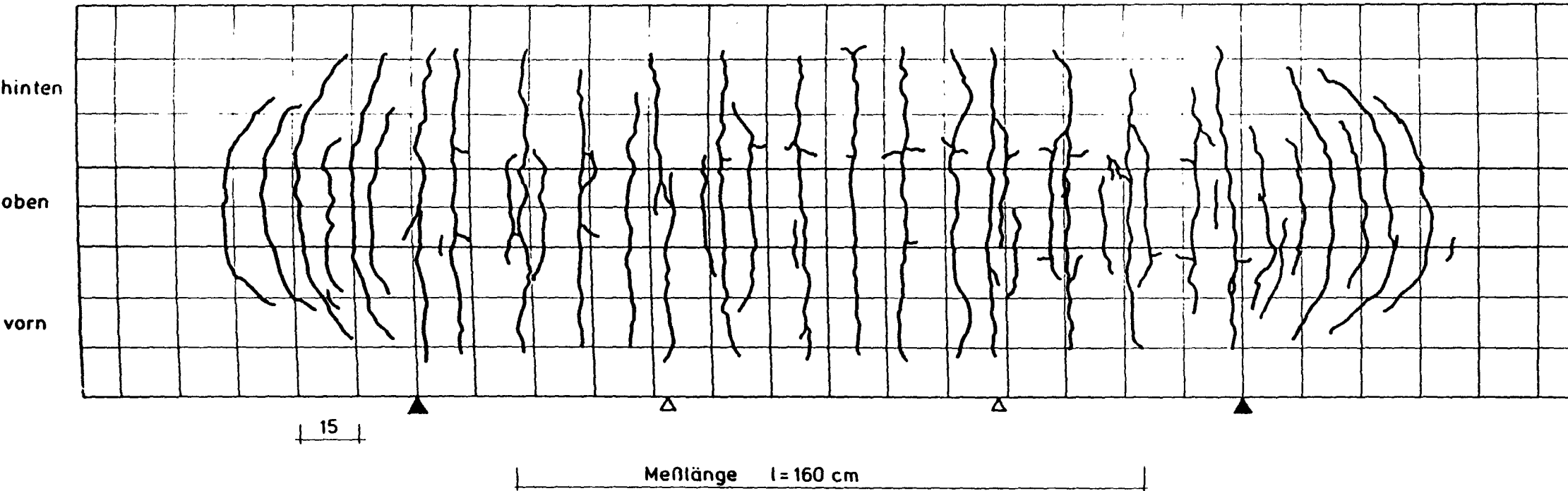
▲ Auflager
△ Sollrisse



BT 2 $\vartheta = -170^\circ\text{C}$
 $\mu = 0,50\%$

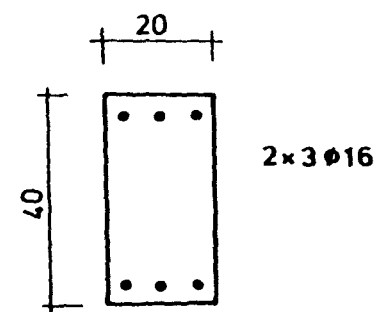
Bild 5.54: Ribbild des Versuchskörpers BT 3 nach abgeschlossener Ribbildung

Seitenfläche



Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
BSt 420/500 RU

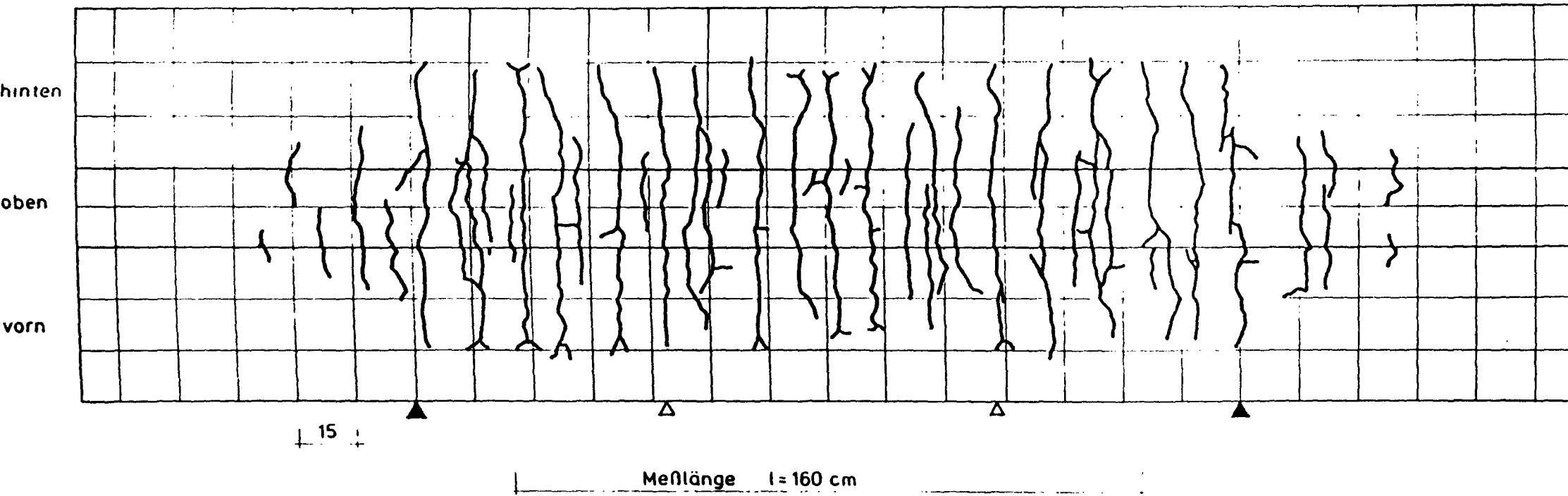
▲ Auflager
△ Sollrisse



BT 3 $\vartheta = +20^{\circ}\text{C}$
 $\mu = 0,75\%$

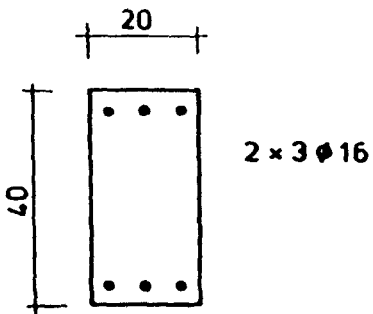
Bild 5.55: Rißbild des Versuchskörpers BT 3 nach abgeschlossener Rißbildung

Seitenfläche



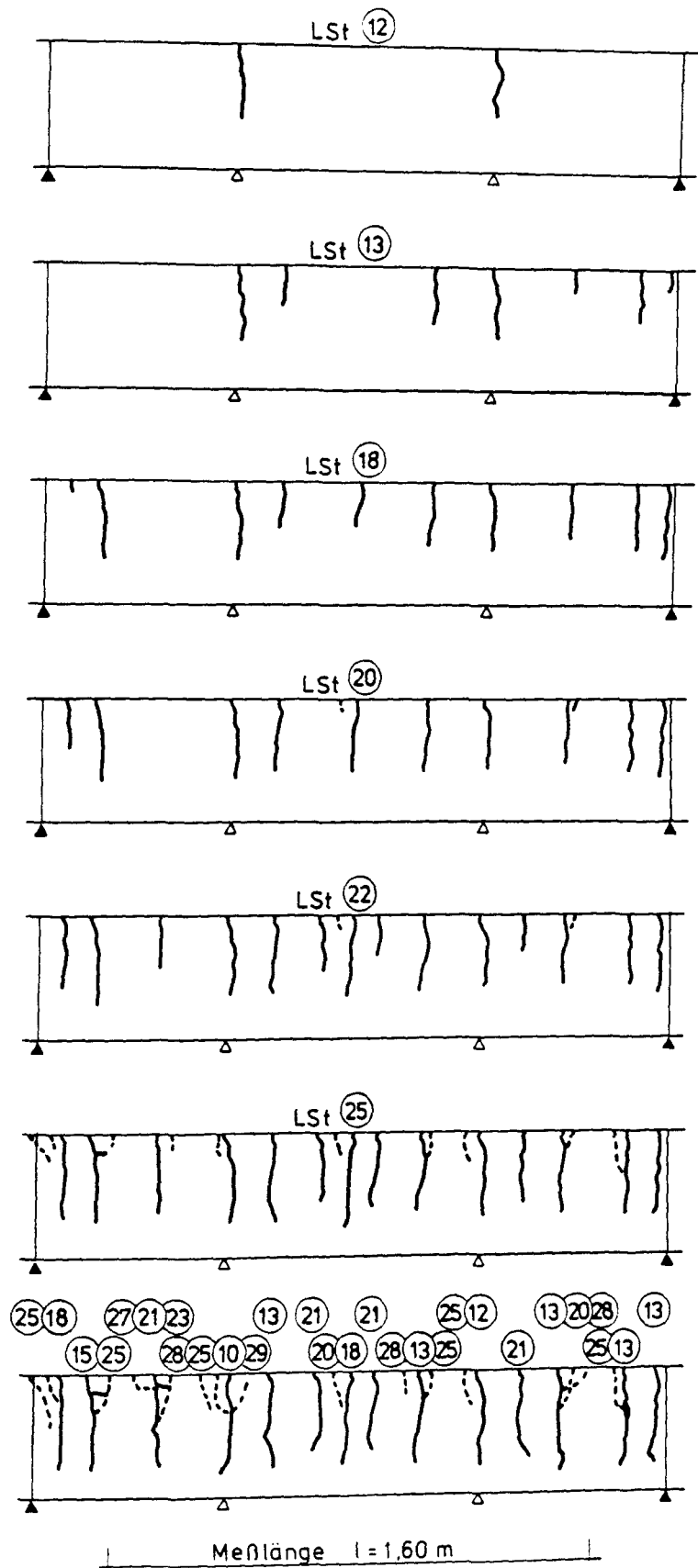
Konstruktionsleichtbeton
Lagerung in Folie
BSt 420/500 RU

▲ Auflager
△ Sollrisse



BT 4 $\vartheta = -170^{\circ}\text{C}$
 $\mu = 0,75\%$

Bild 5.56: Rißbild des Versuchskörpers BT 4 nach abgeschlossener Rißbildung



LSt	M [kNm]
⑩	14,3
⑫	17,0
⑬	18,7
⑮	19,7
⑱	21,9
⑳	25,4
㉑	28,4
㉒	31,5
㉓	33,6
㉕	41,0
㉗	48,8
㉘	52,1
㉙	56,1

— Hauptrisse
 - - - Nebenrisse
 Risse, die nicht
 detektiert werden
 konnten

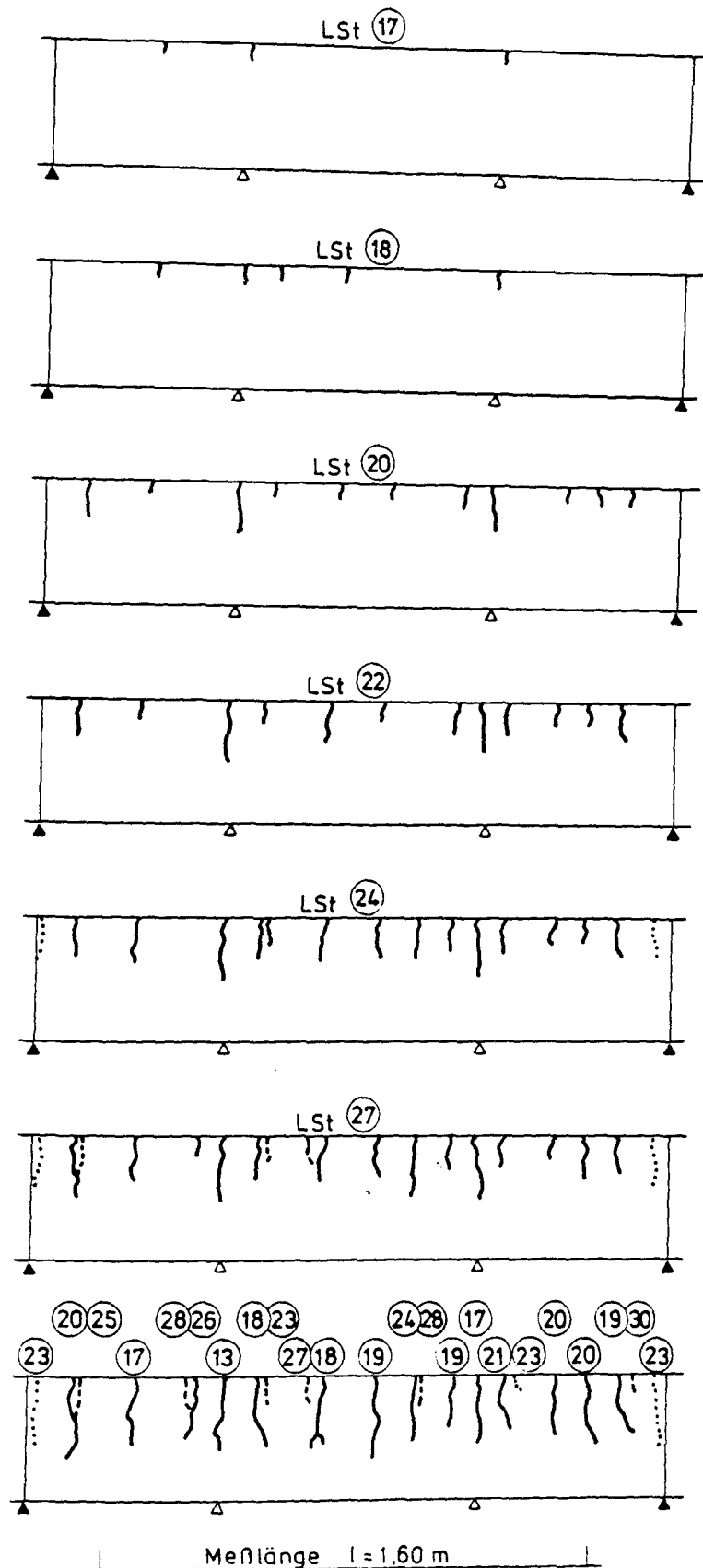
LSt Nr
 abgeschlossenes
 Rißbild

▲ Auflager
 △ Sollrisse
 ○ Laststufen - Nr.
 Beginn der Rißbildung

2x2φ16

BT1 $\vartheta = +20^\circ\text{C}$
 $\mu = 0,50$

Bild 5.57: Entwicklung des Rißbildes des Veruschkörpers BT 1

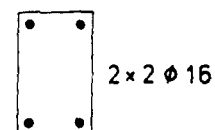


LSt	M [kNm]
13	29,5
17	42,2
18	45,0
19	48,5
20	52,3
23	59,3
24	62,8
25	67,2
27	69,1
28	71,0
30	76,8

— Hauptrisse
 - - - Nebenrisse
 Risse, die nicht
 detektiert werden
 konnten

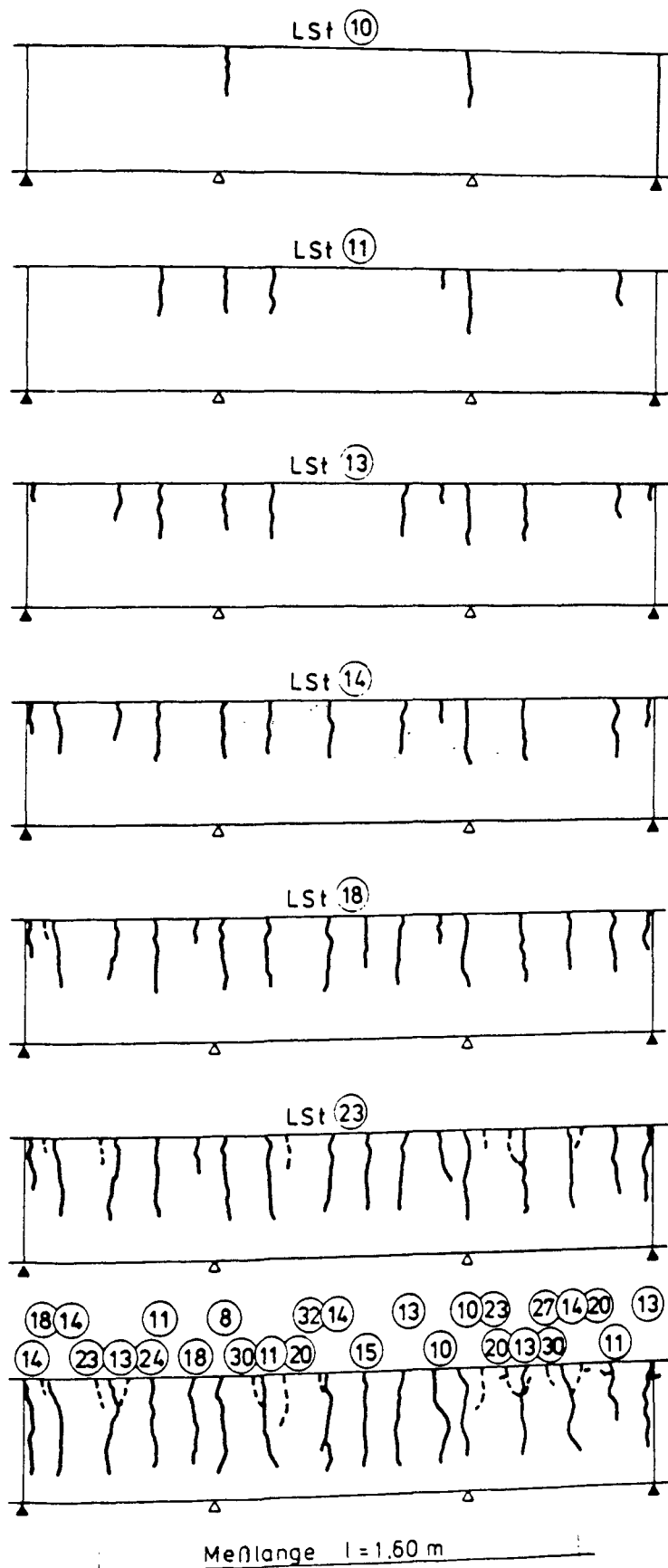
LSt Nr.
 abgeschlossenes
 Rißbild

- ▲ Auflager
- △ Sollrisse
- Laststufen - Nr.
Beginn der Rißbildung



BT 2 $\eta = -170$
 $\mu = 0,50$

Bild 5.58: Entwicklung des Rißbildes des Versuchskörpers BT 2

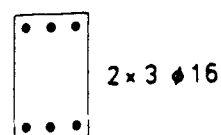


LSt	M [kNm]
⑧	15,8
⑩	21,5
⑪	24,4
⑬	25,3
⑭	27,0
⑮	27,8
⑱	33,4
⑳	41,8
㉓	52,1
㉔	56,9
㉗	71,0
⑳	83,5
㉑	89,3
㉒	93,2

— Hauptrisse
 - - - Nebenrisse
 Risse, die nicht
 detektiert wer-
 den konnten

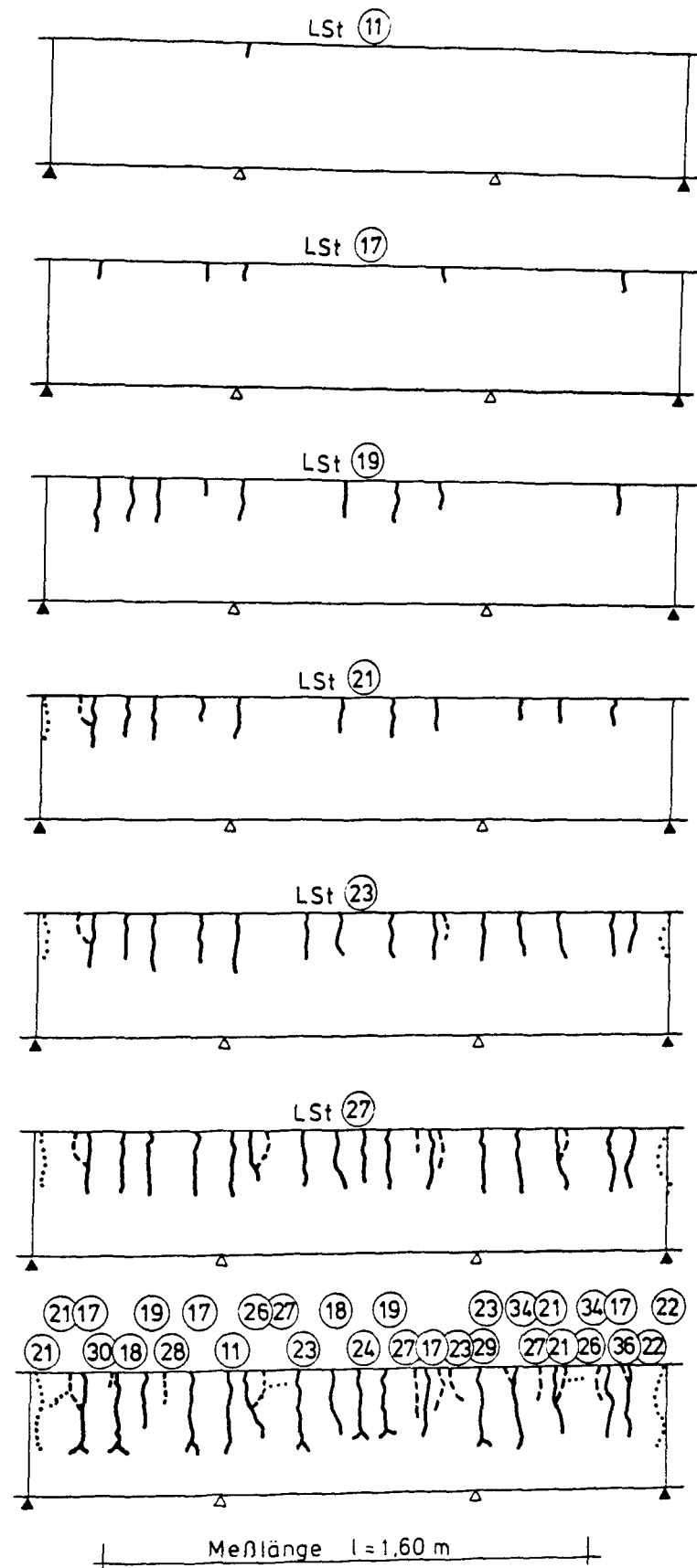
LSt Nr
 abgeschlossenes
 Rißbild

- ▲ Auflager
- △ Sollrisse
- Laststufen-Nr.
Beginn der Rißbildung



BT3 $\vartheta = +20^\circ\text{C}$
 $\mu = 0,75\%$

Bild 5.59: Entwicklung des Rißbildes des Versuchskörpers BT 3

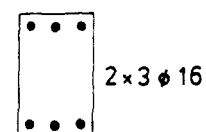


LSt	M [kNm]
11	26,6
17	48,0
18	52,0
19	55,4
21	60,8
22	64,4
23	68,8
24	73,1
26	81,8
27	87,0
28	91,5
29	95,3
30	101,3
34	123,0

— Haupttrisse
 - - - Nebenrisse
 Risse, die nicht
 detektiert wer-
 den konnten

LSt Nr.
 abgeschlossenes
 Rißbild

▲ Auflager
 △ Sollrisse
 ○ Laststufen - Nr.
 Beginn der Rißbildung



BT4 $\vartheta = -170^\circ\text{C}$
 $\mu = 0,75\%$

Bild 5.60: Entwicklung des Rißbildes des Versuchskörpers BT 4

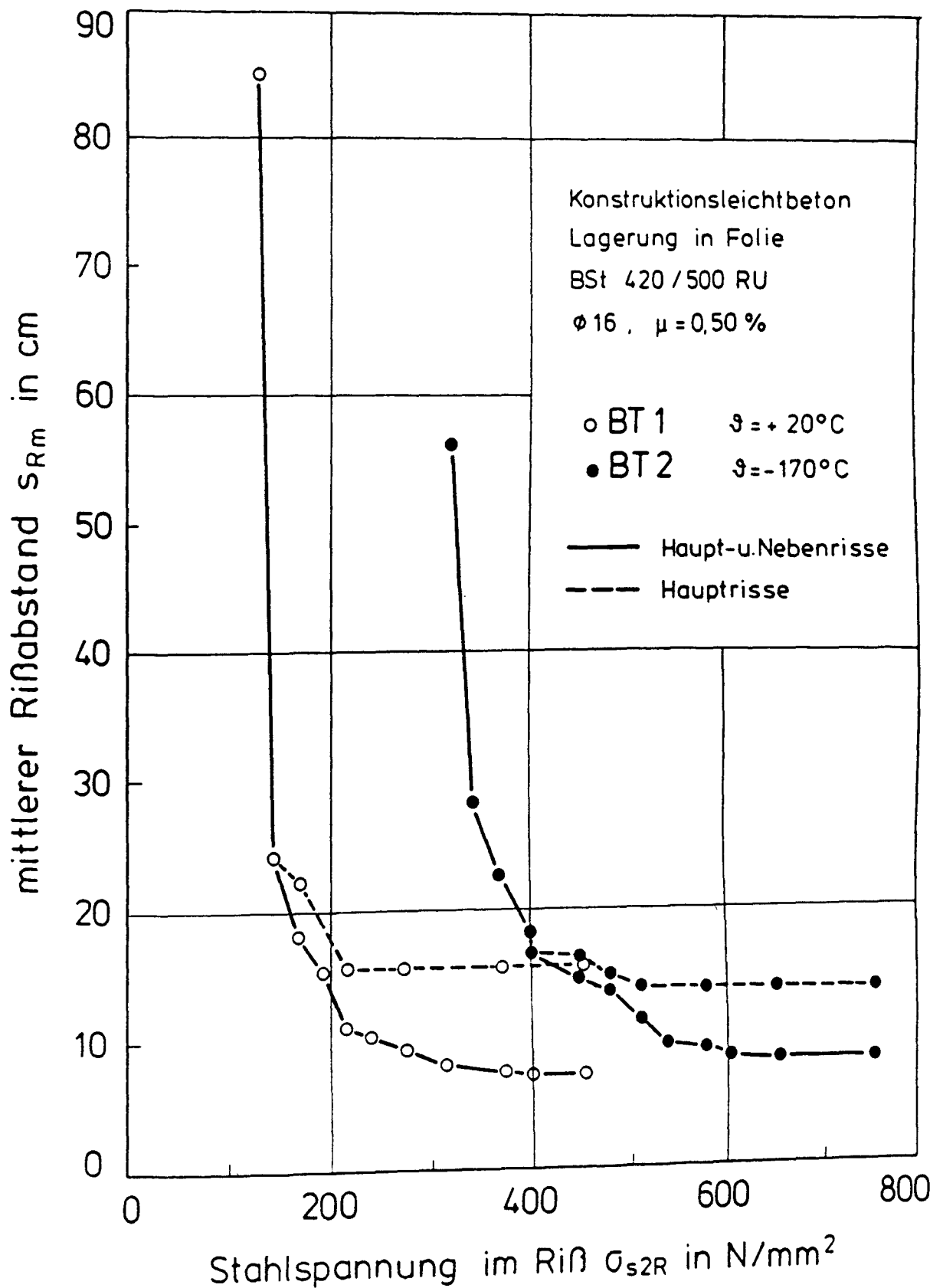


Bild 5.61: Mittlerer Rißabstand der Versuchskörper BT 1 und BT 2 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

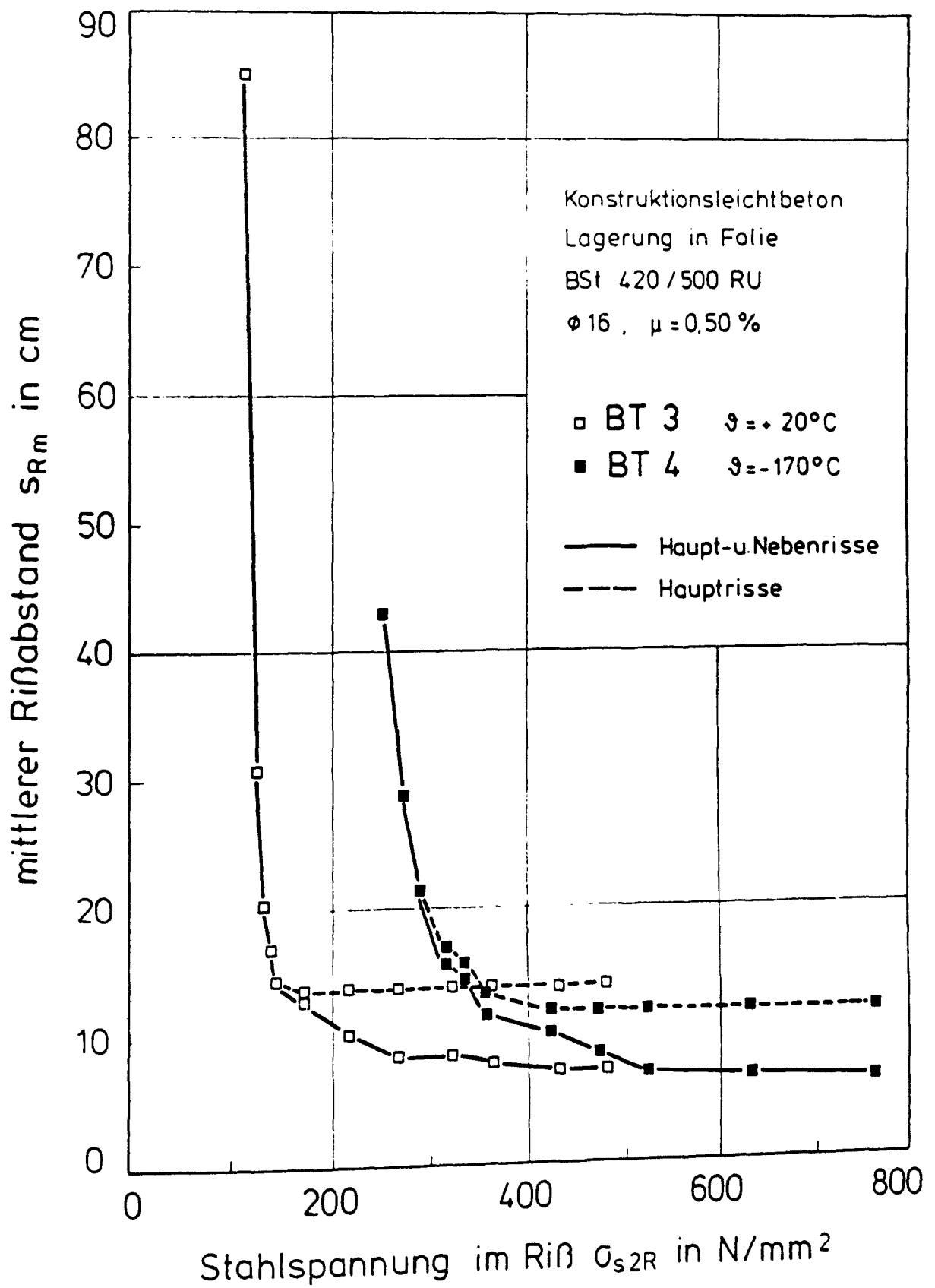


Bild 5.62: Mittlerer Rißabstand der Versuchskörper BT 3 und BT 4
in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

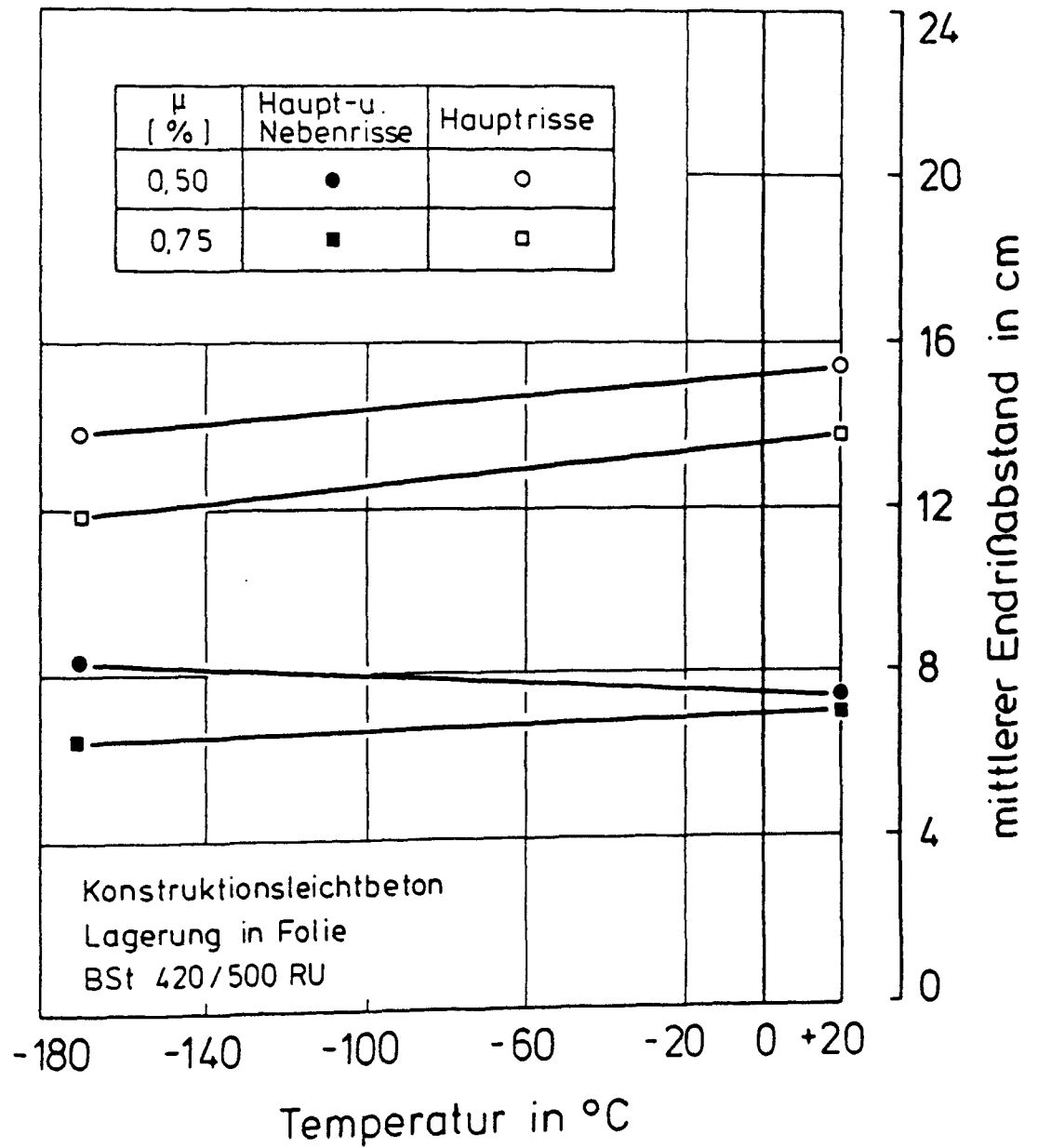


Bild 5.63: Mittlerer Endrissabstand der Versuchskörper BT 1, BT 2, BT 3 und BT 4

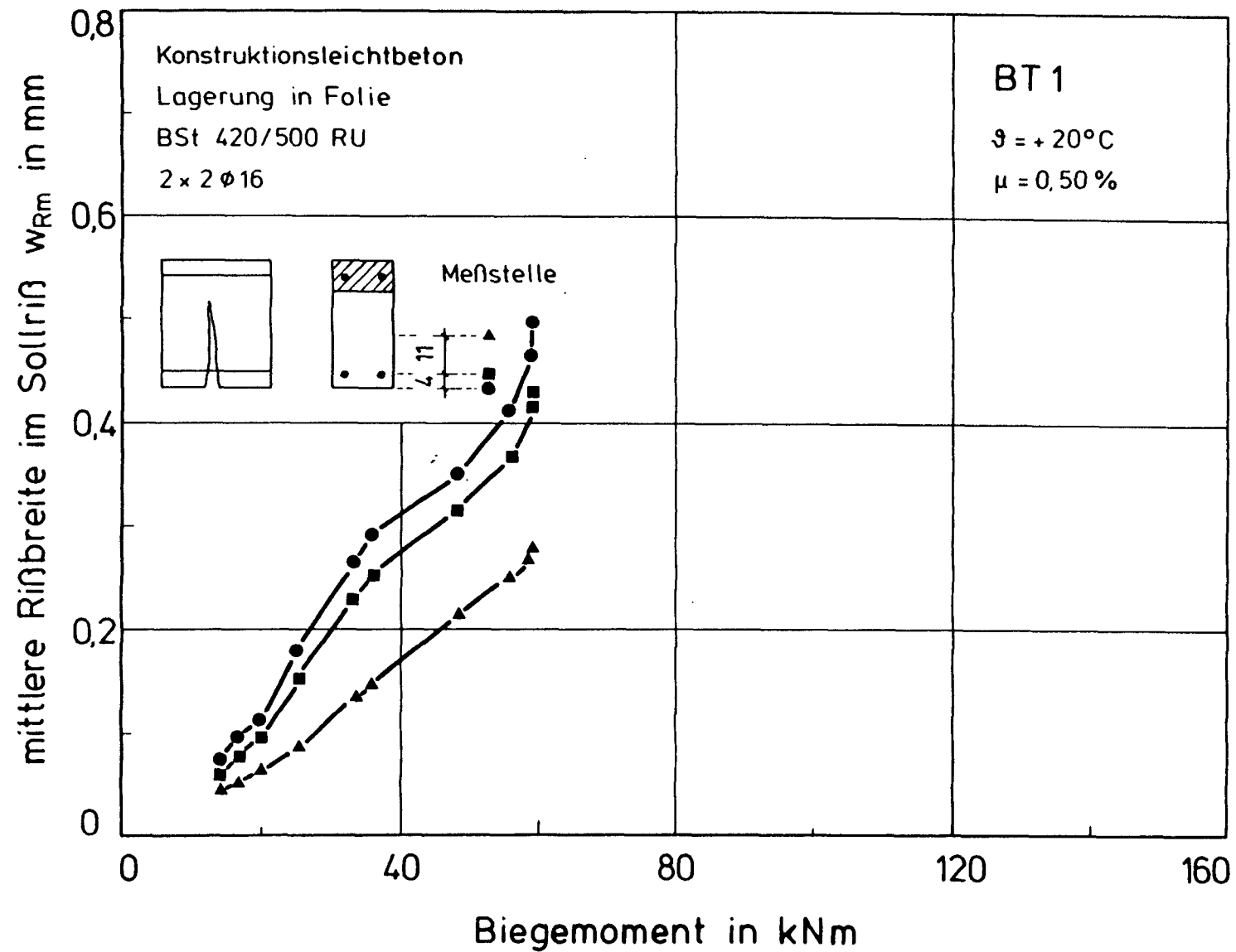


Bild 5.64: Mittlere Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers BT 1 in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe

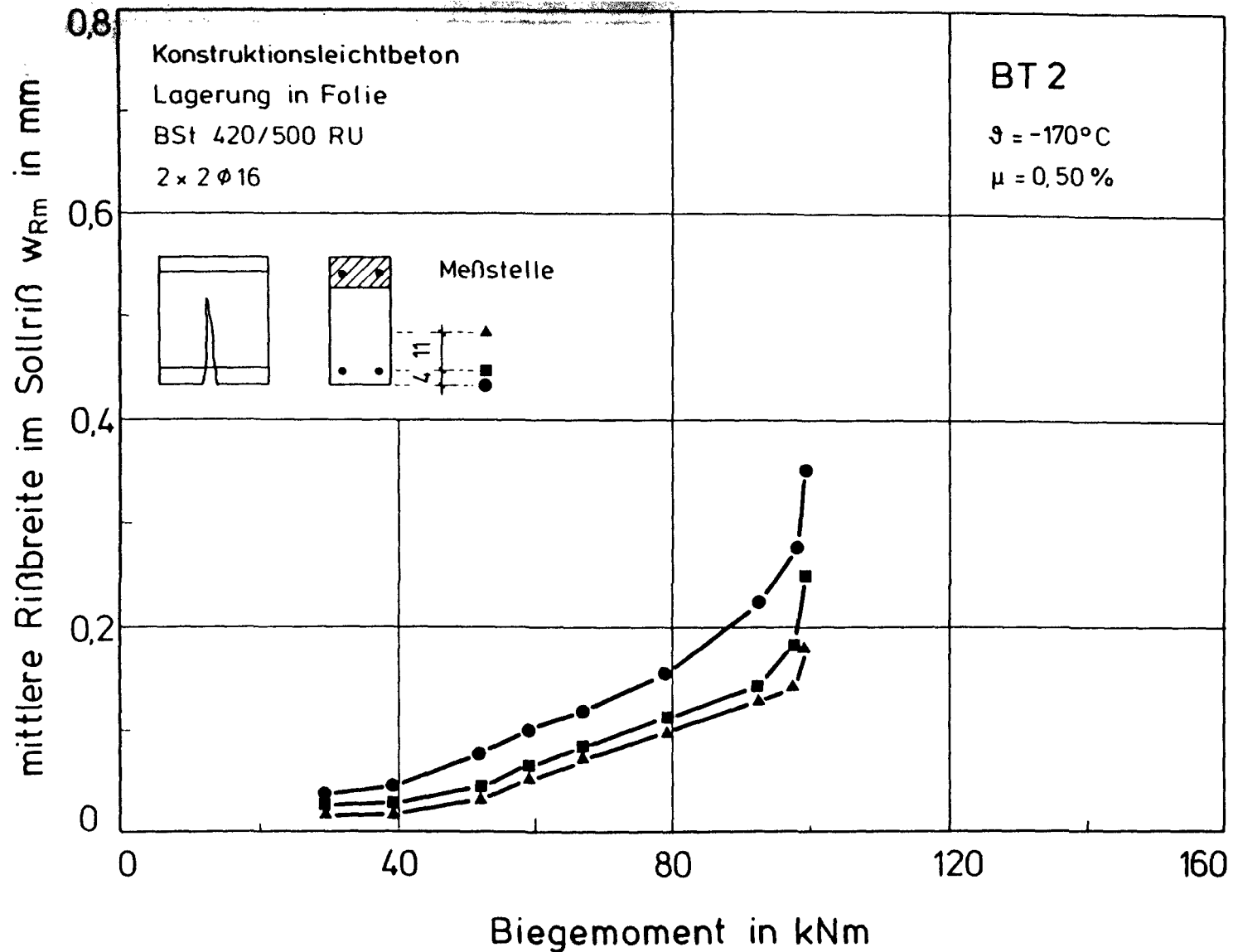


Bild 5.65: Mittlere Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers BT 2 in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe

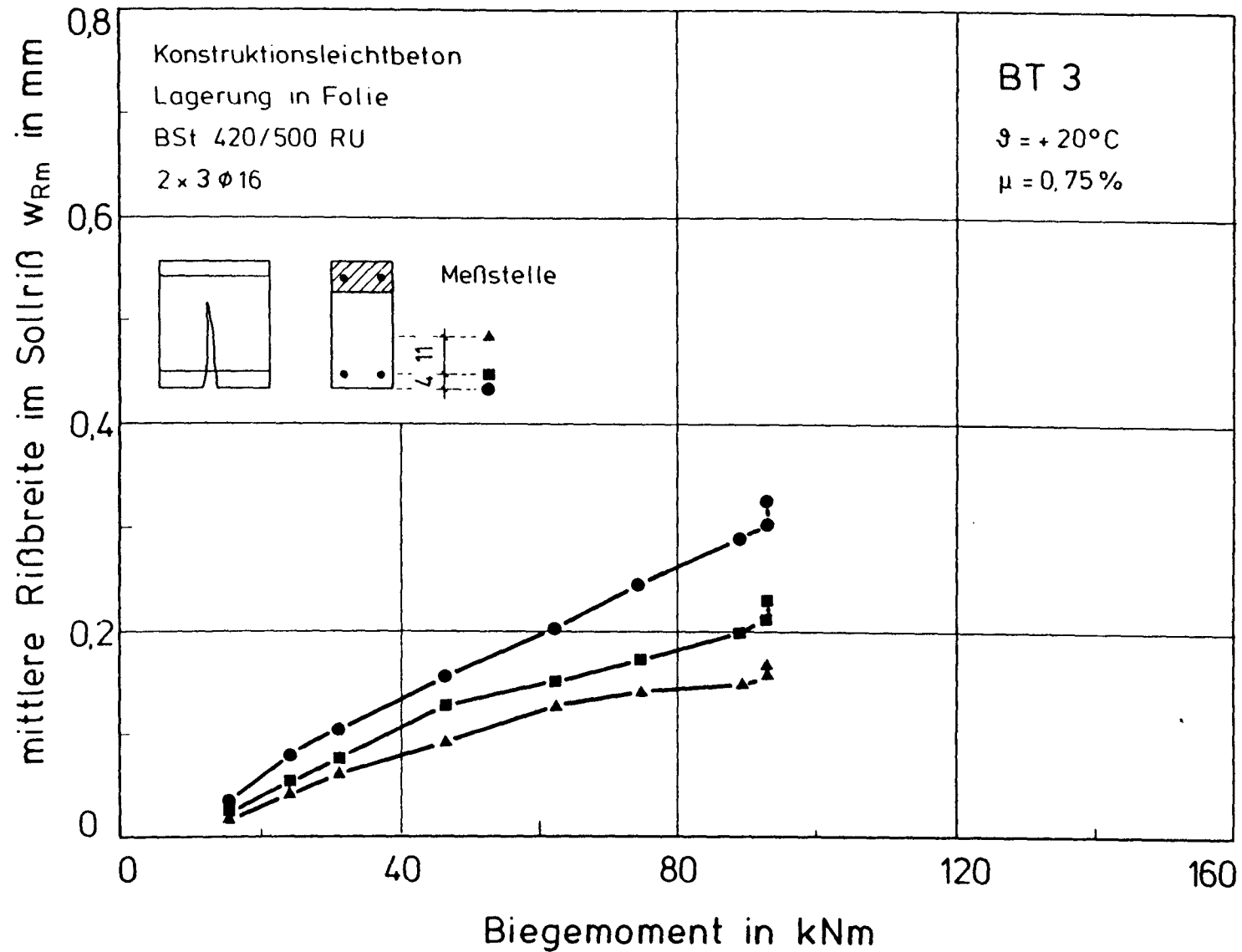


Bild 5.66: Mittlere Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers BT 3 in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe

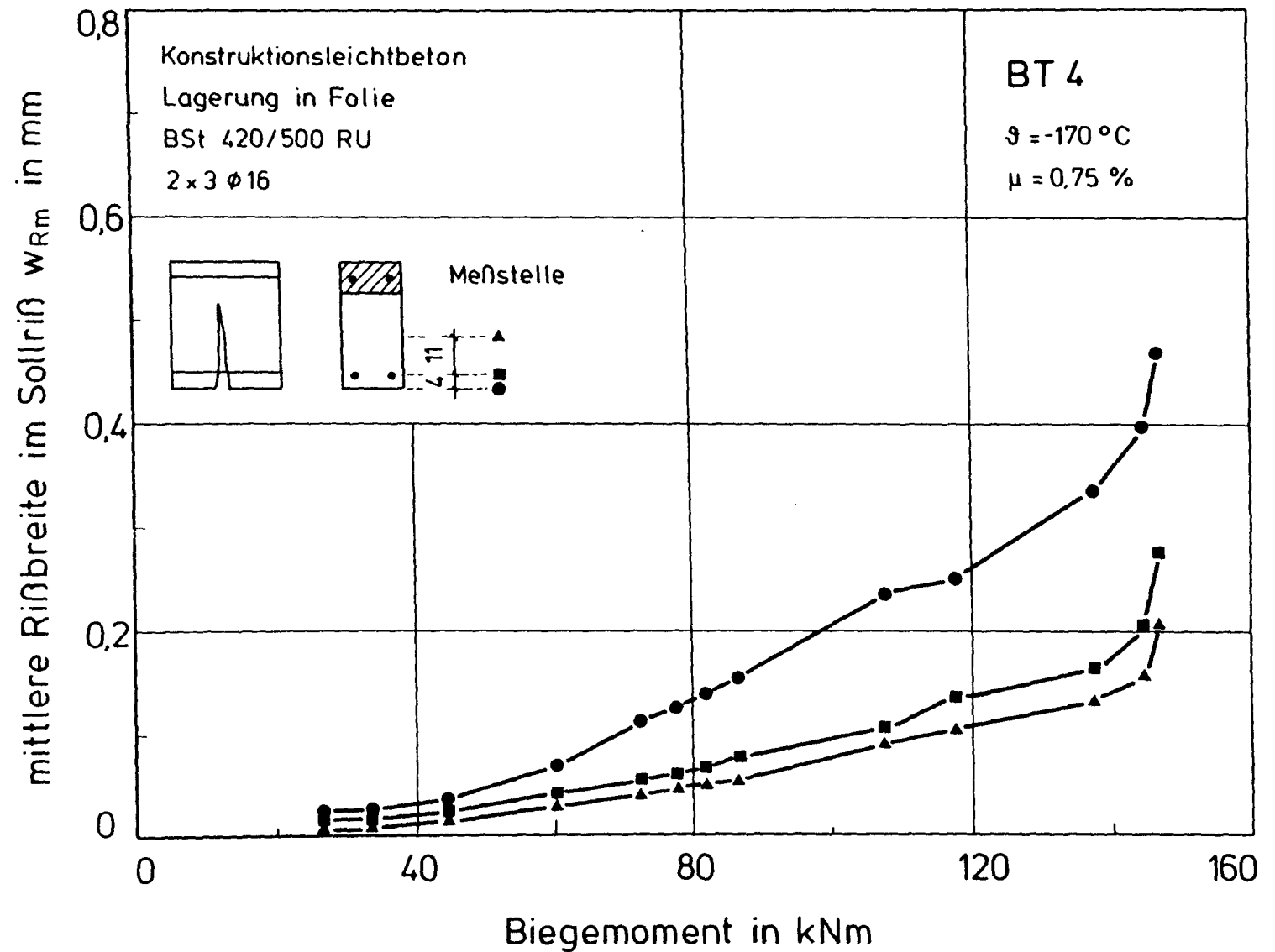


Bild 5.67: Mittlere Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers BT 4 in Abhängigkeit vom Biegemoment und von der Rißtiefe

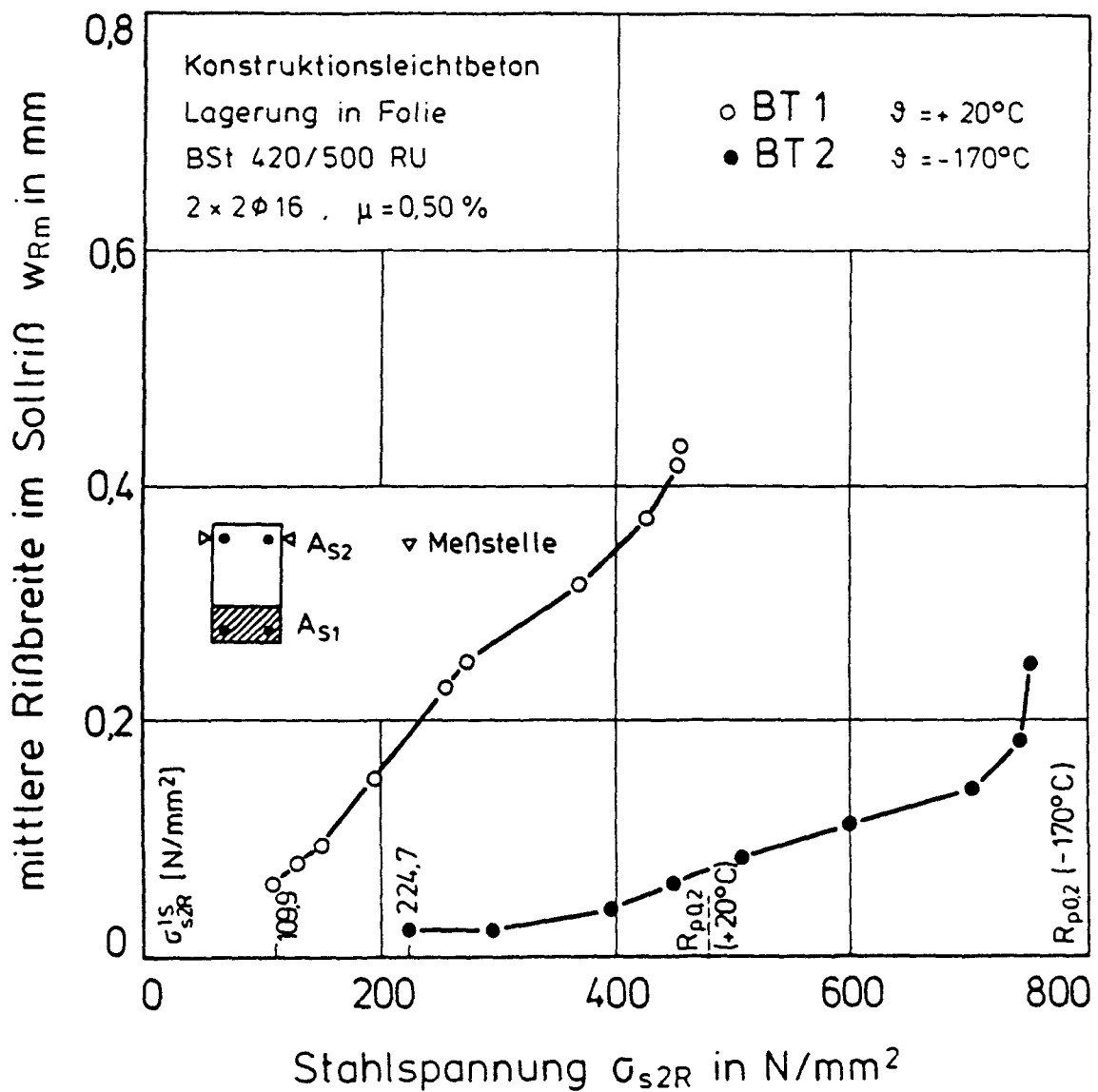


Bild 5.68: Mittlere Rißbreite im Sollriß der Versuchskörper BT 1 und BT 2 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß

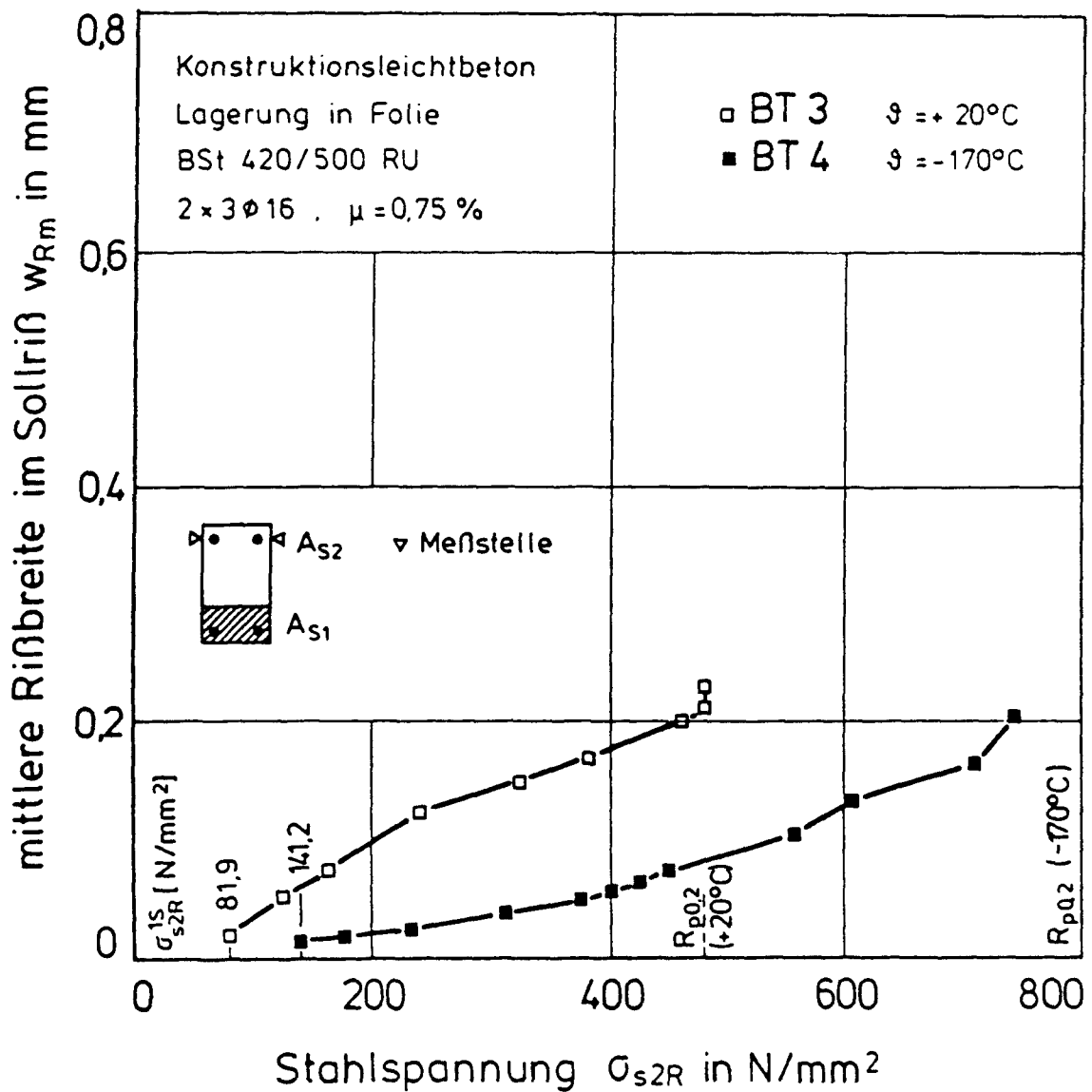
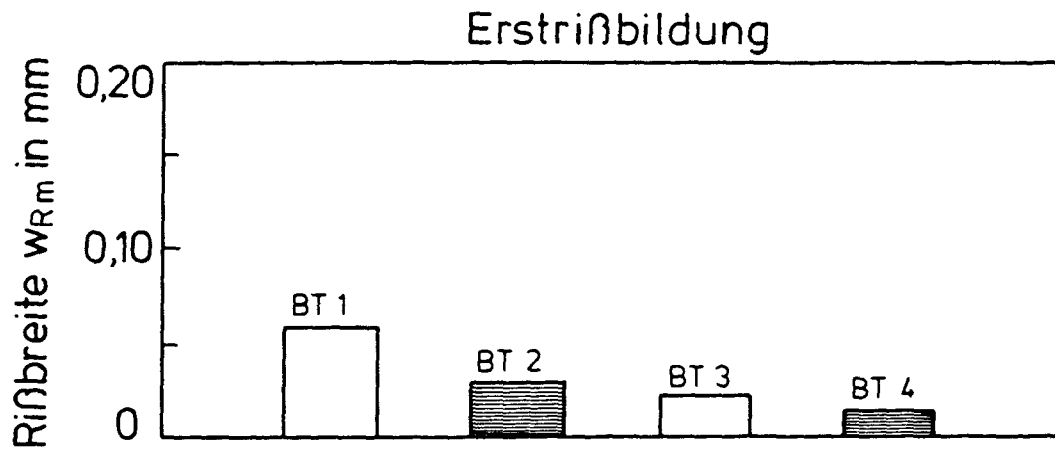


Bild 5.69: Mittlere Rißbreite im Sollriß der Versuchskörper BT 3 und BT 4 in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Riß



Versuchskörper	BT 1	BT 2	BT 3	BT 4
ϑ [°C]	+20	-170	+20	-170
d_s [mm]	16	16	16	16
μ [%]	0,50	0,50	0,75	0,75
d_s / μ_{ef} [mm]	1250	1250	804	804

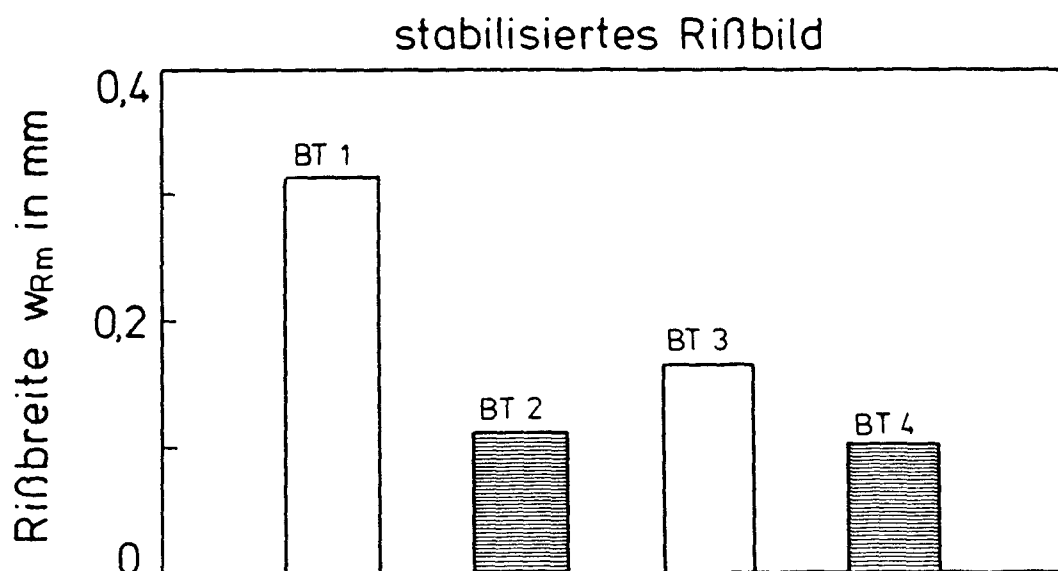


Bild 5.70: Gemessene Rißbreiten der Versuchskörper BT 1, BT 2, BT 3 und BT 4 bei Erstrißbildung und bei stabilisiertem Rißbild

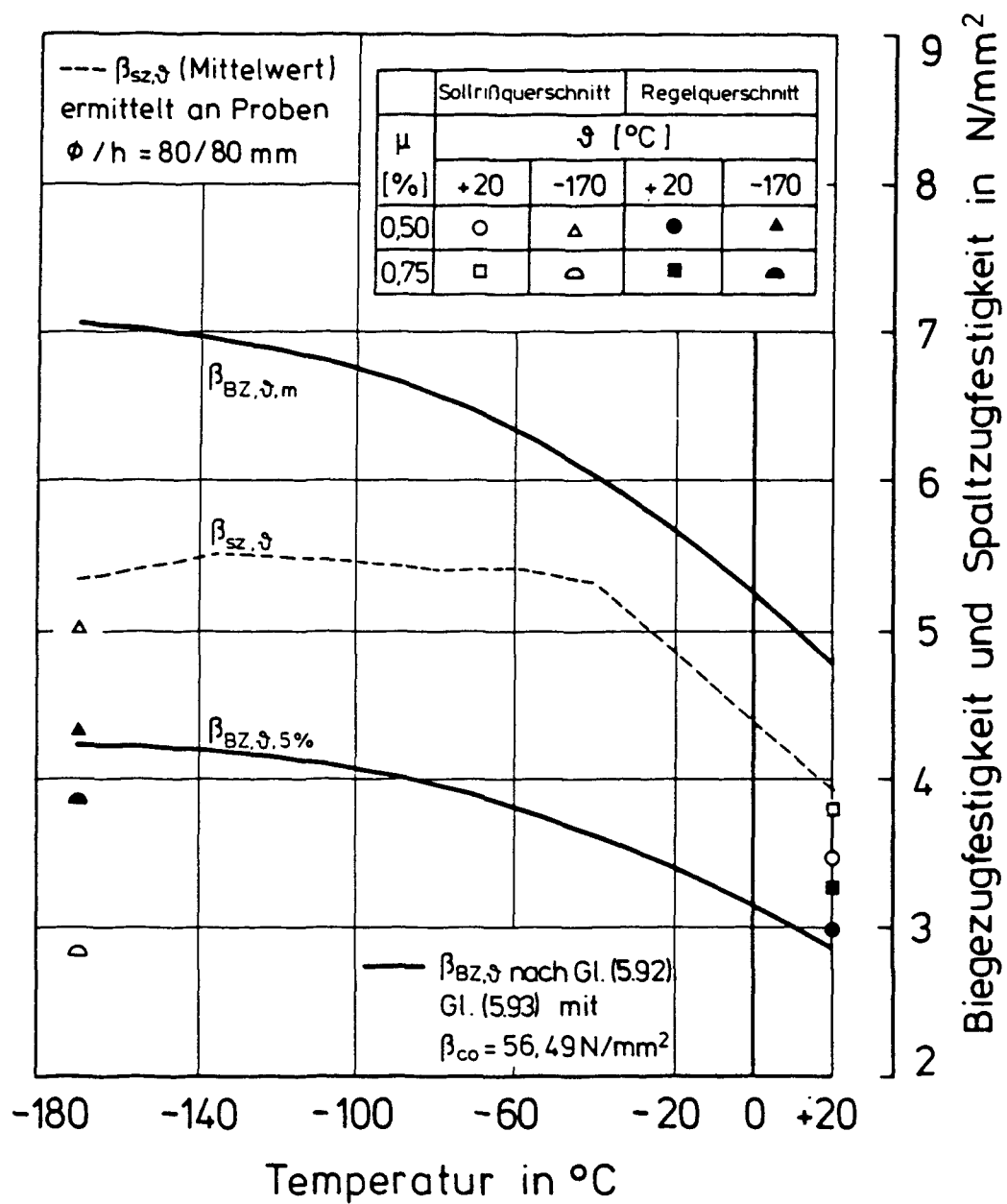


Bild 5.71: Biegezugfestigkeit der Versuchskörper BT 1, BT 2, BT 3 und BT 4; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis - Spaltzugfestigkeit, ermittelt an Proben $\phi/h = 80/80$ mm

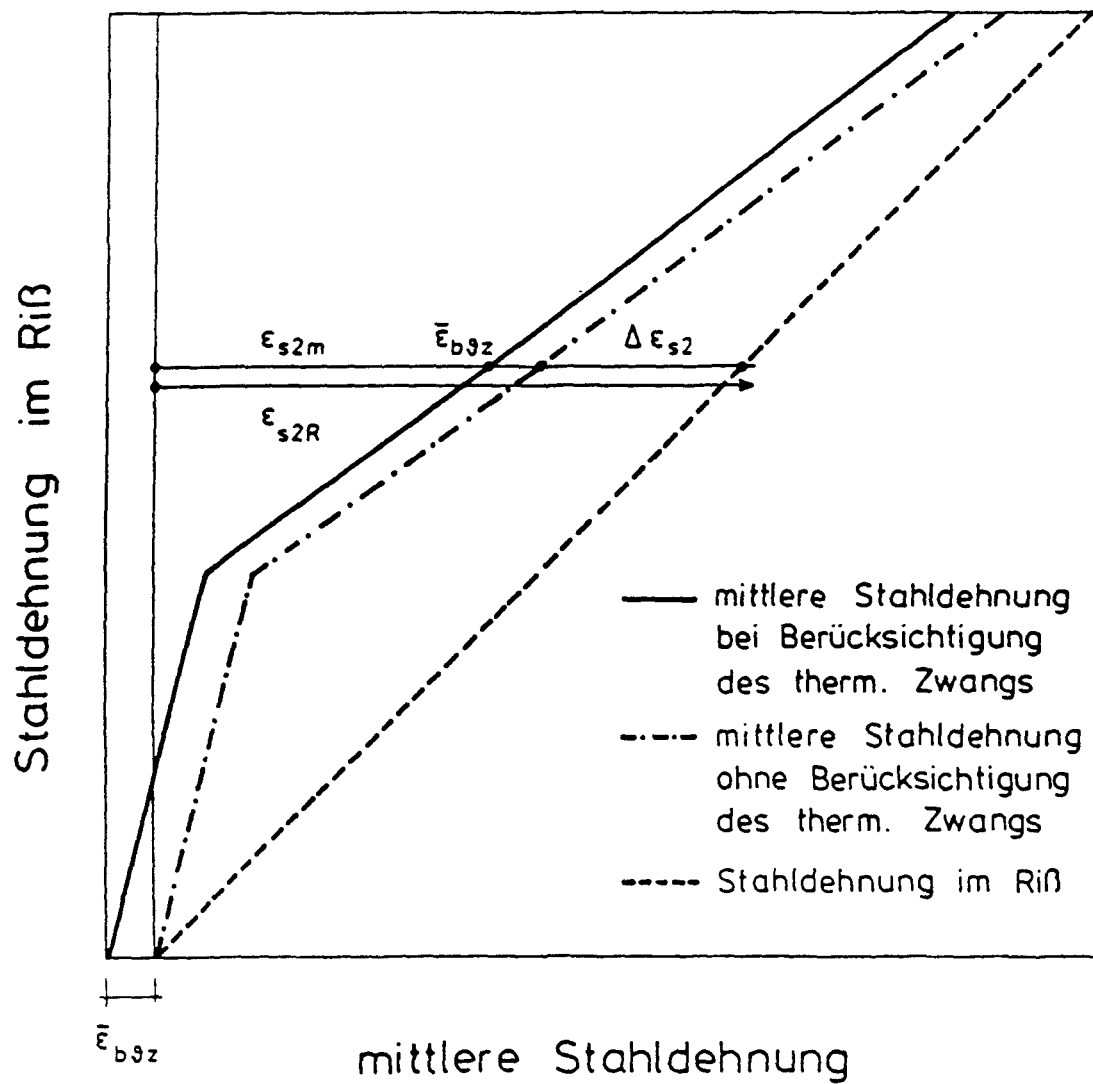


Bild 5.72: Ermittlung der mittleren Stahldehnung bei tiefen Temperaturen unter Berücksichtigung des inneren thermischen Zwangs

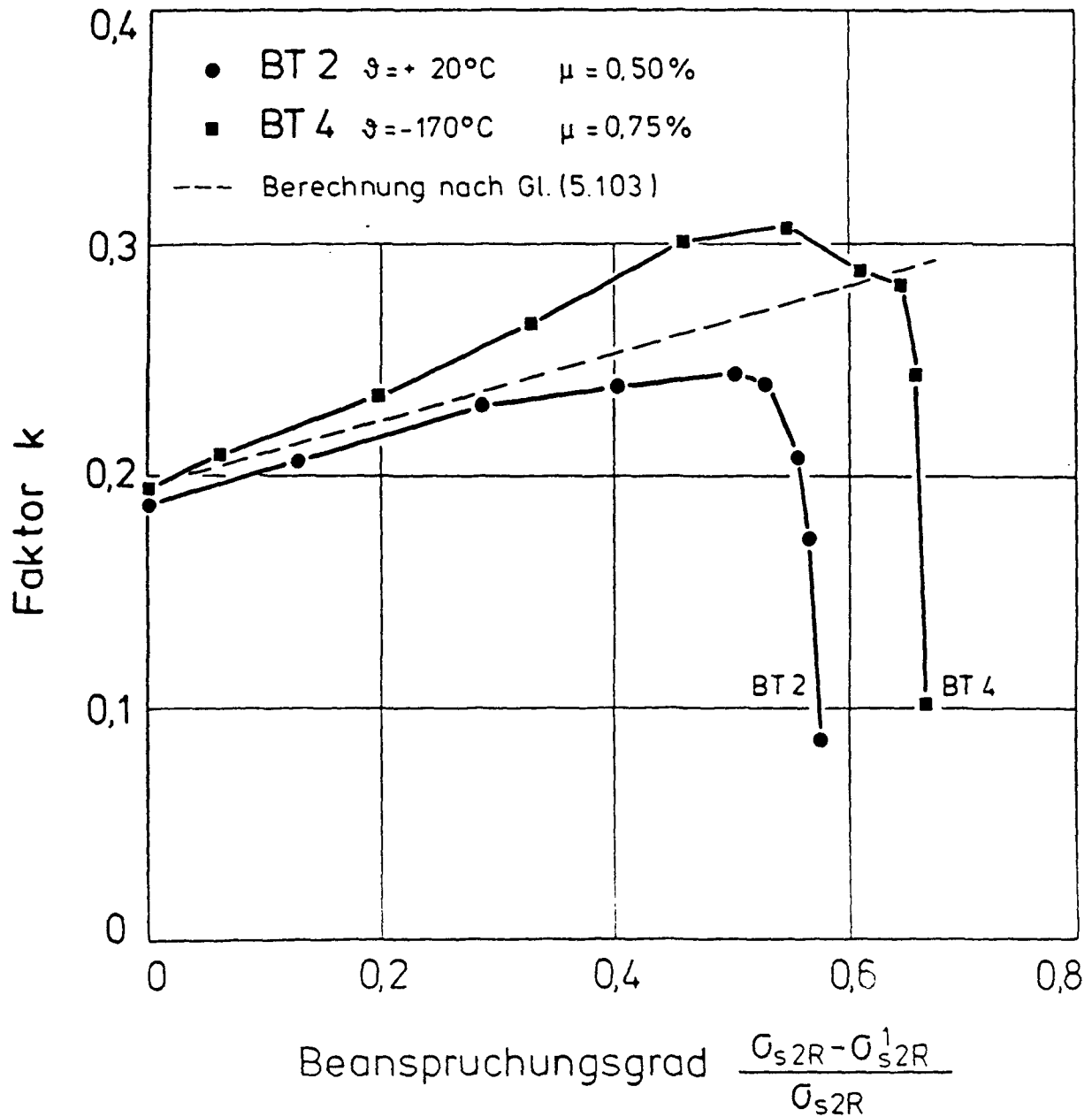


Bild 5.73: k-Faktor zur Ermittlung der Mitwirkung des LB auf Zug zwischen den Rissen bei tiefen Temperaturen in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad

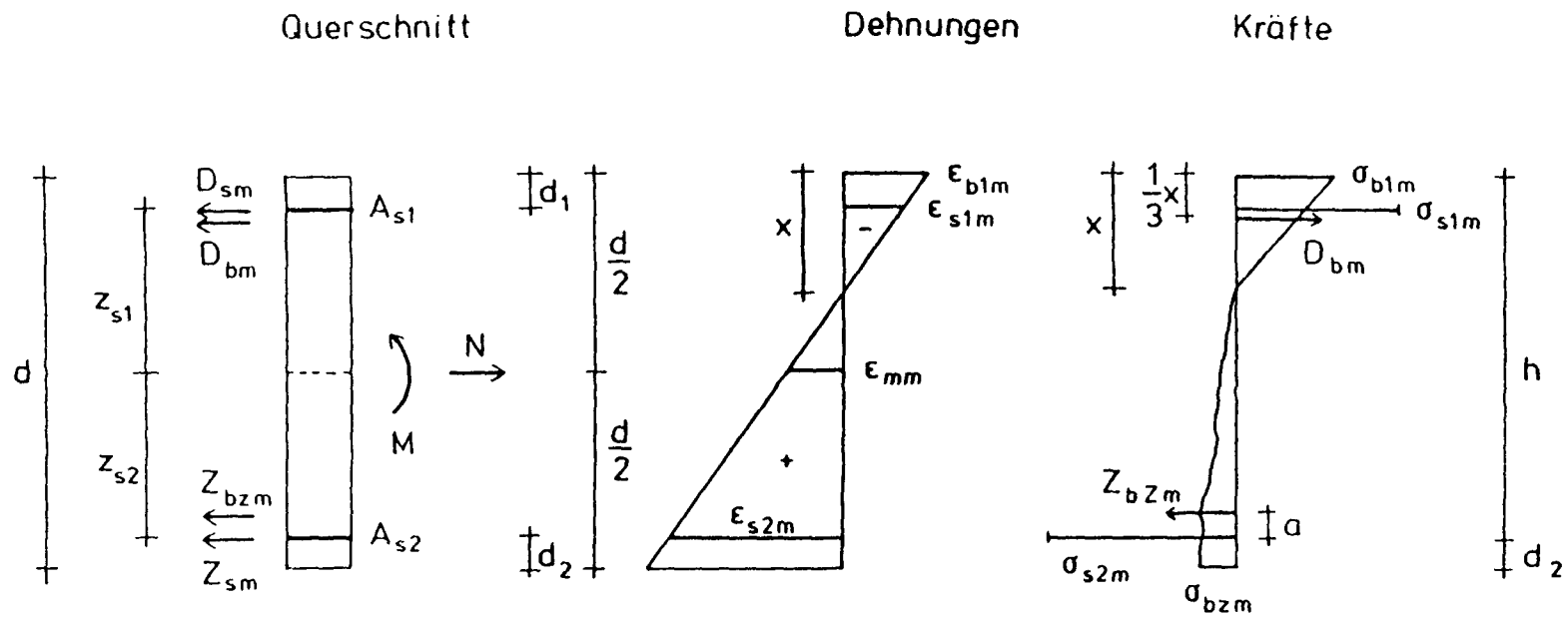


Bild 5.74: Beanspruchungszustand des LB-Querschnitts zwischen den Rissen (ohne inneren thermischen Zwang)

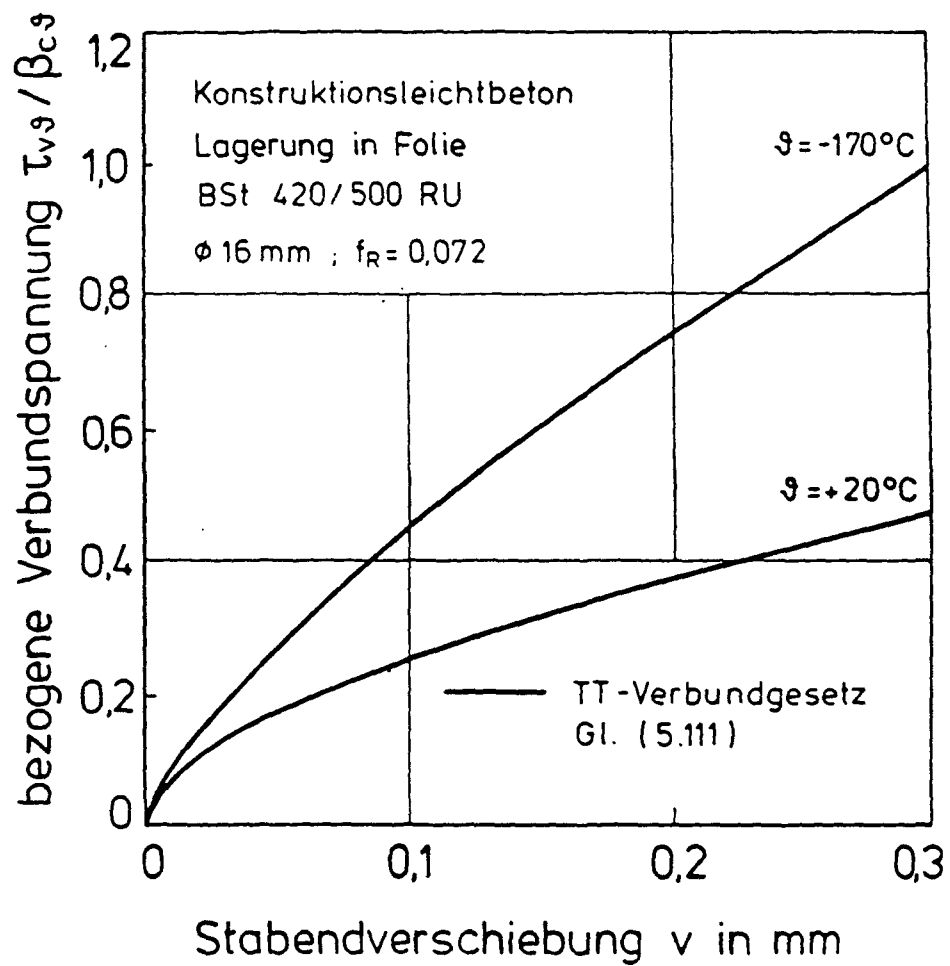


Bild 5.75: Verbundgesetz für LB bei Verwendung des Bewehrungsstabes $\varnothing 16 \text{ mm}$ (BSt 420/500 RU) bei $\vartheta = +20^\circ\text{C}$ und $\vartheta = -170^\circ\text{C}$

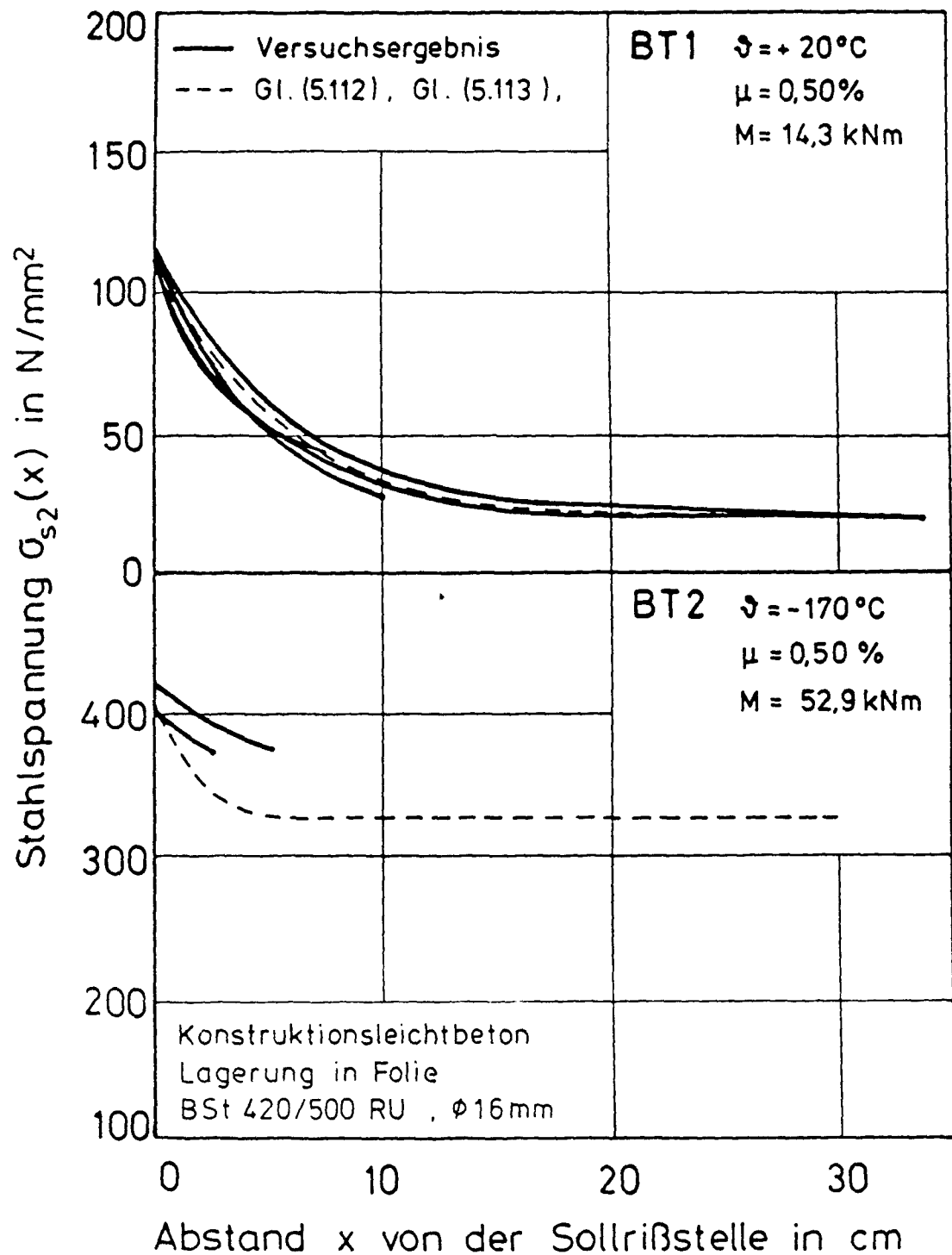


Bild 5.76: Stahlspannungen entlang der Stabachse 2 der Versuchskörper BT 1 und BT 2

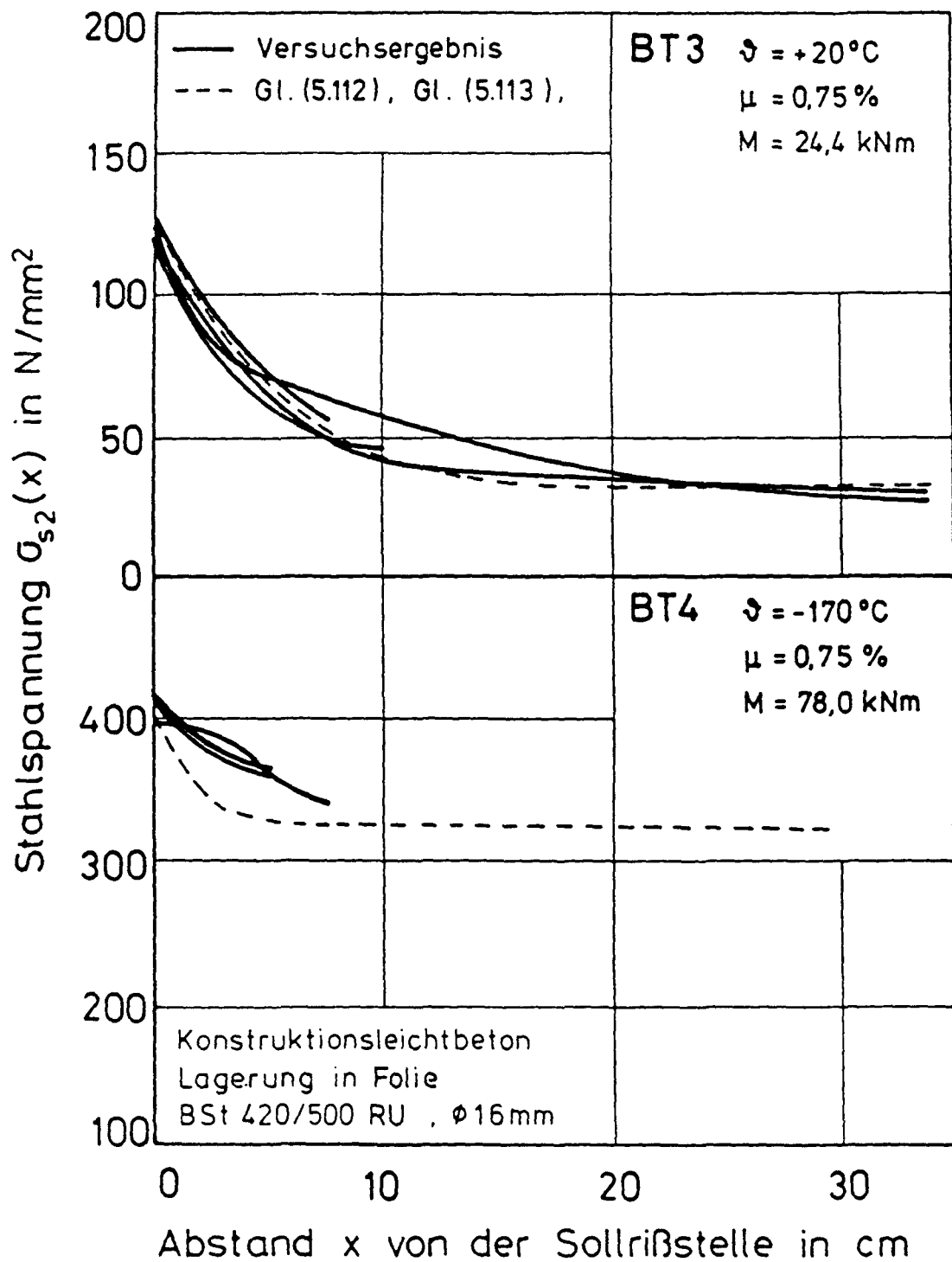


Bild 5.77: Stahlspannungen entlang der Stabachse 2 der Versuchskörper BT 3 und BT 4

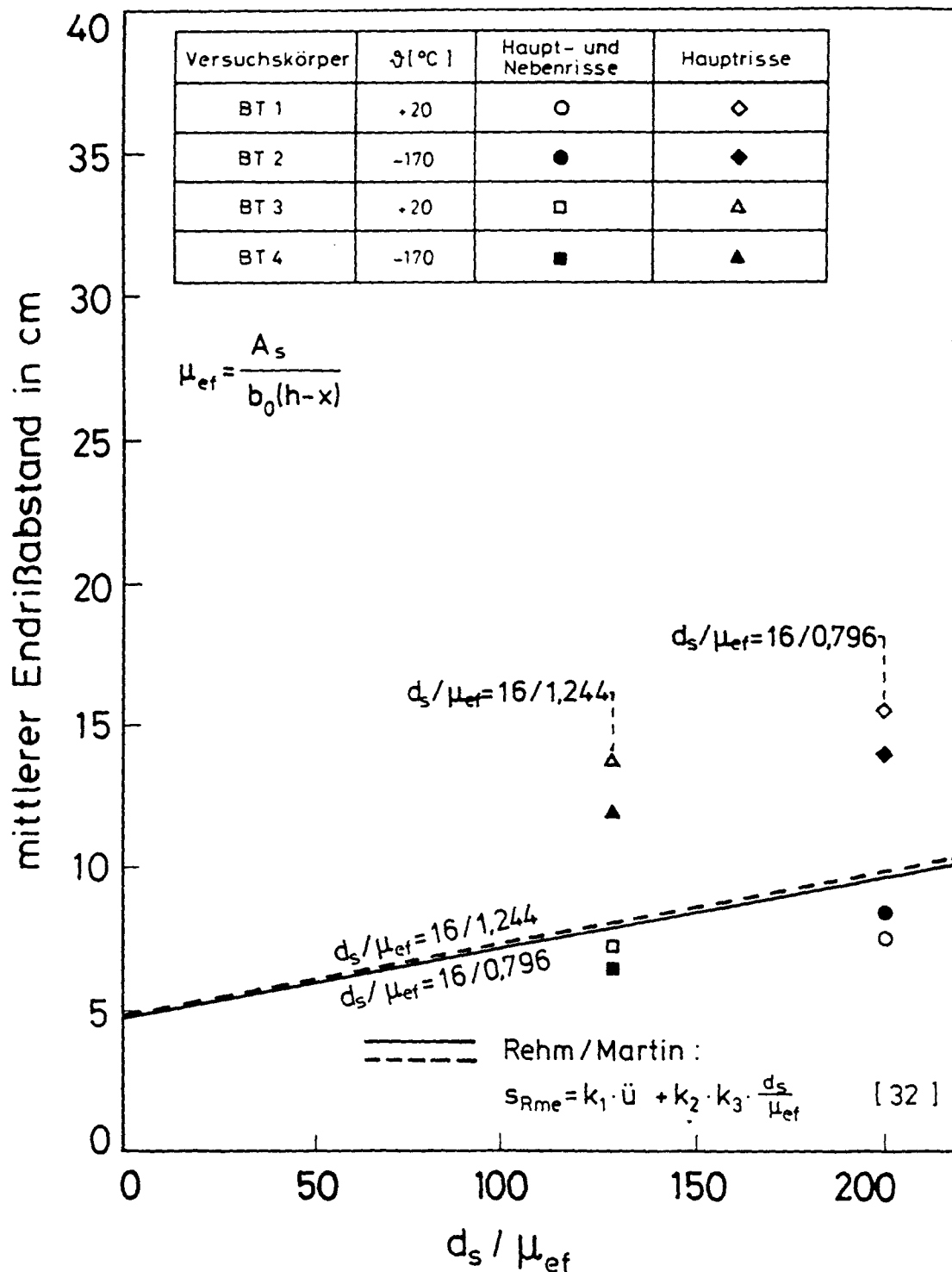


Bild 5.78: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} und von der Temperatur;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis nach Gl. (5.11 nach /32/

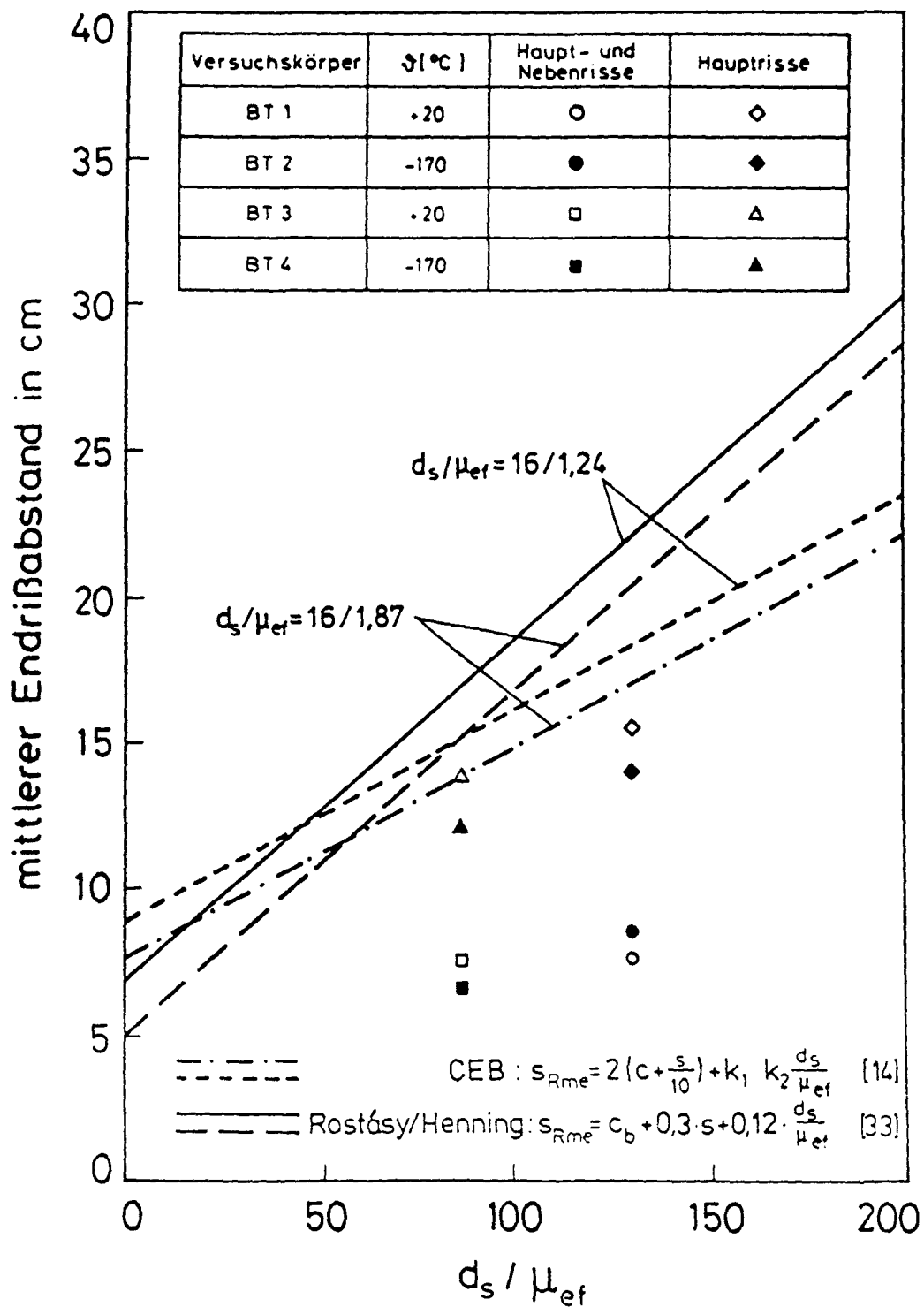


Bild 5.79: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s / μ_{ef} und von der Temperatur;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis nach Gln. (5.115), (5.116) nach /14/ und /33/

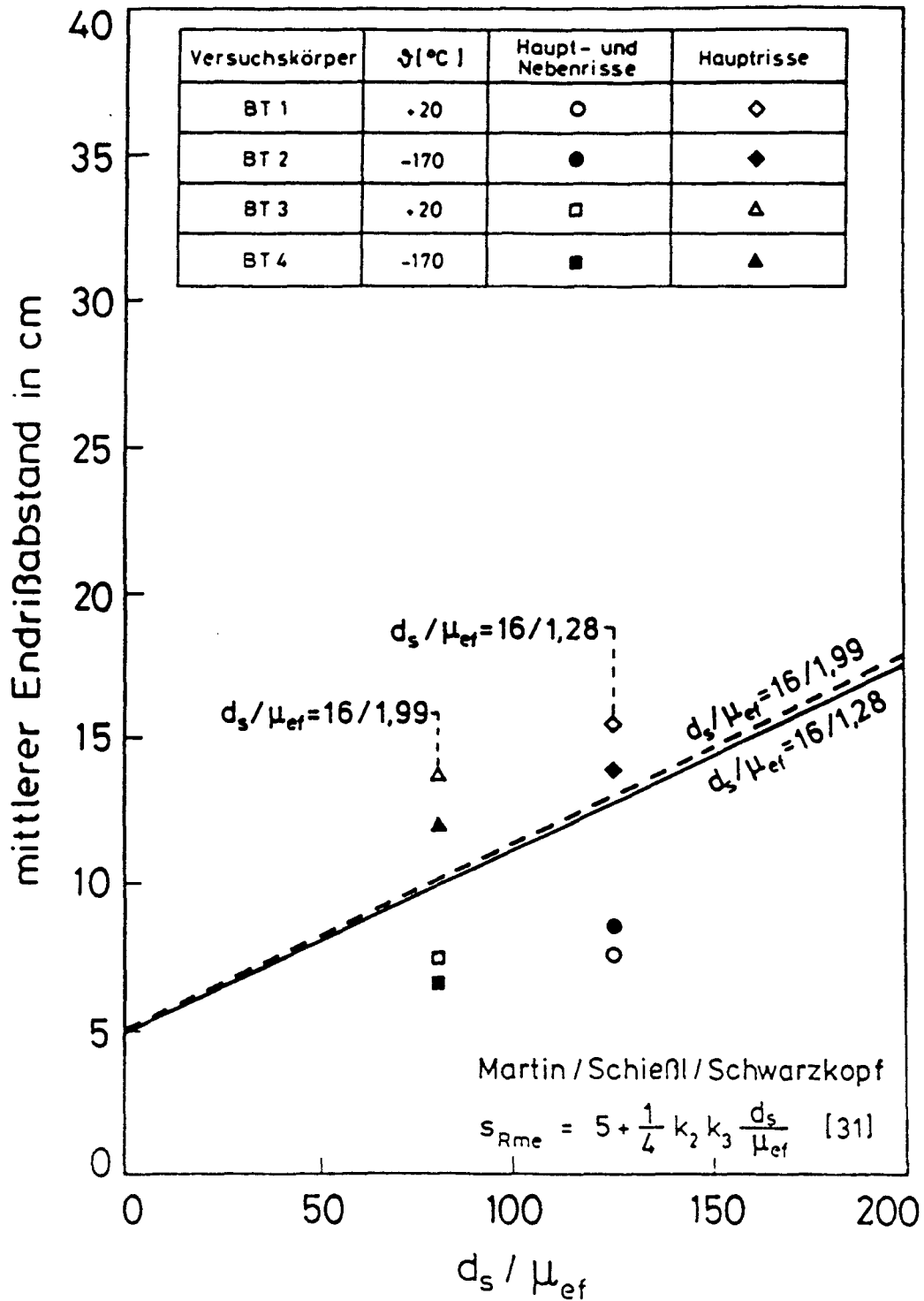


Bild 5.80: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s / μ_{ef} und von der Temperatur;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis
nach Gl. (5.117) nach /31/

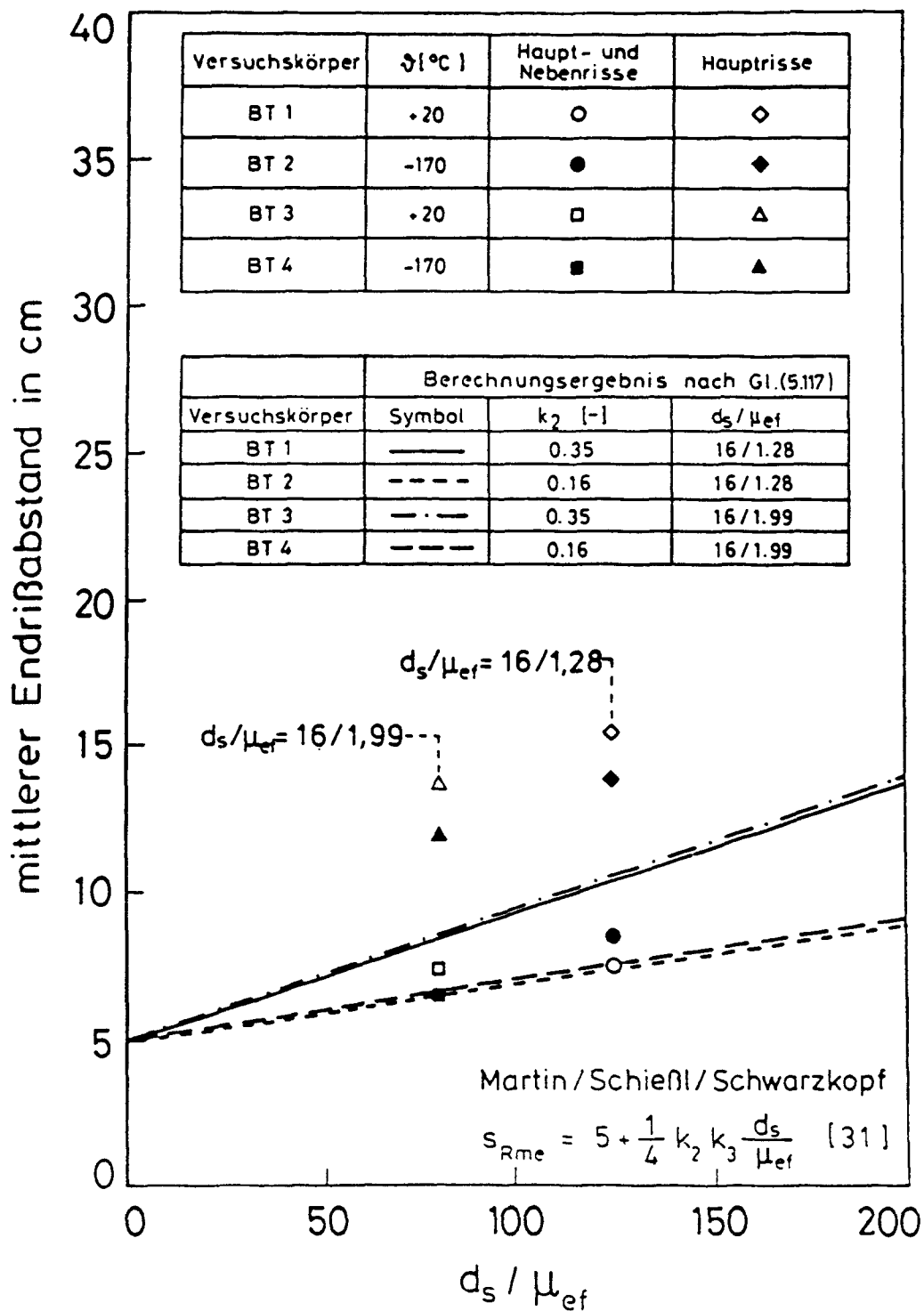


Bild 5.81: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} und von der Temperatur;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis nach Gl. (5.118) nach /31/

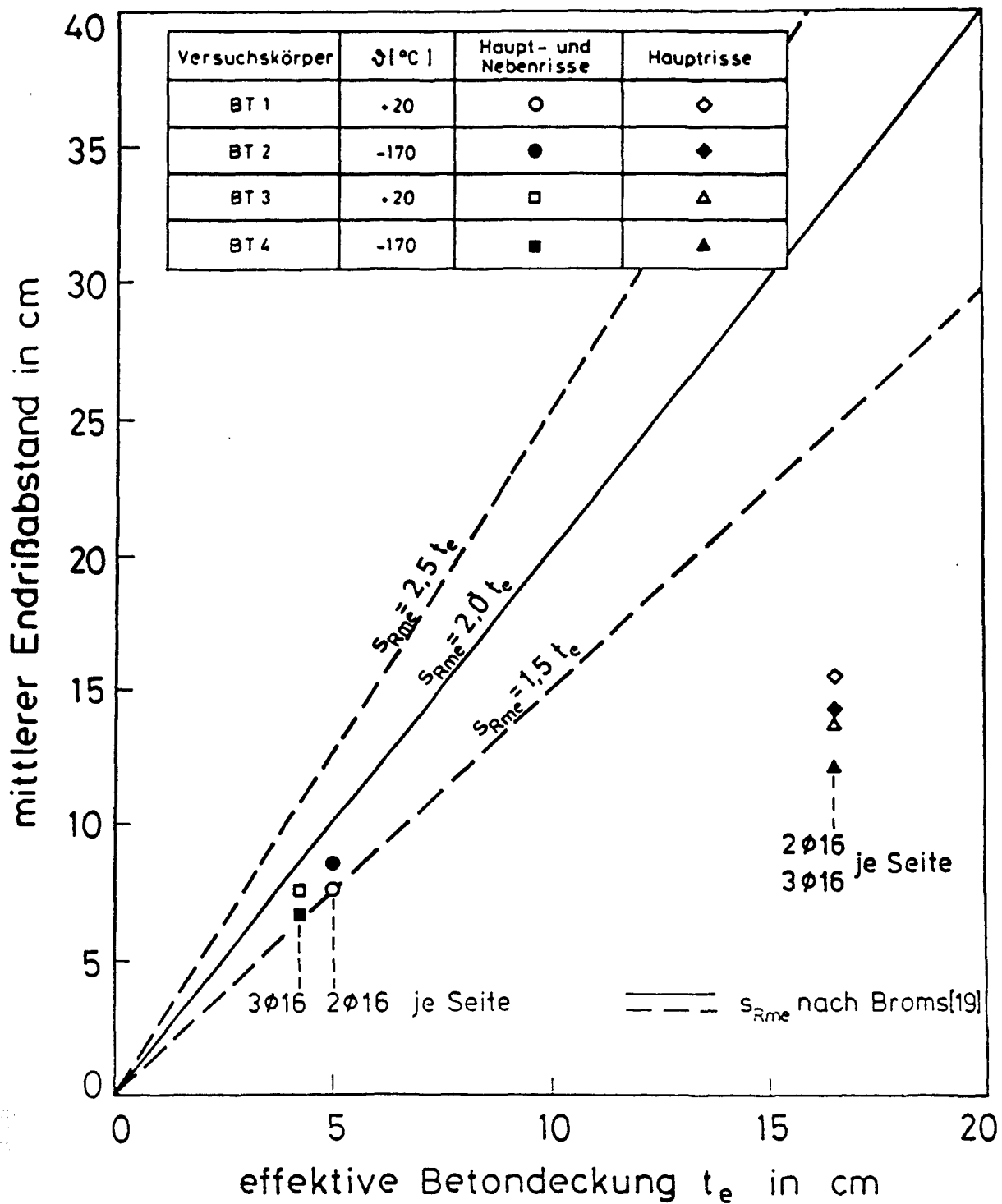


Bild 5.82: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit von der effektiven Betondeckung;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis nach Gl. (5.119) nach [19]

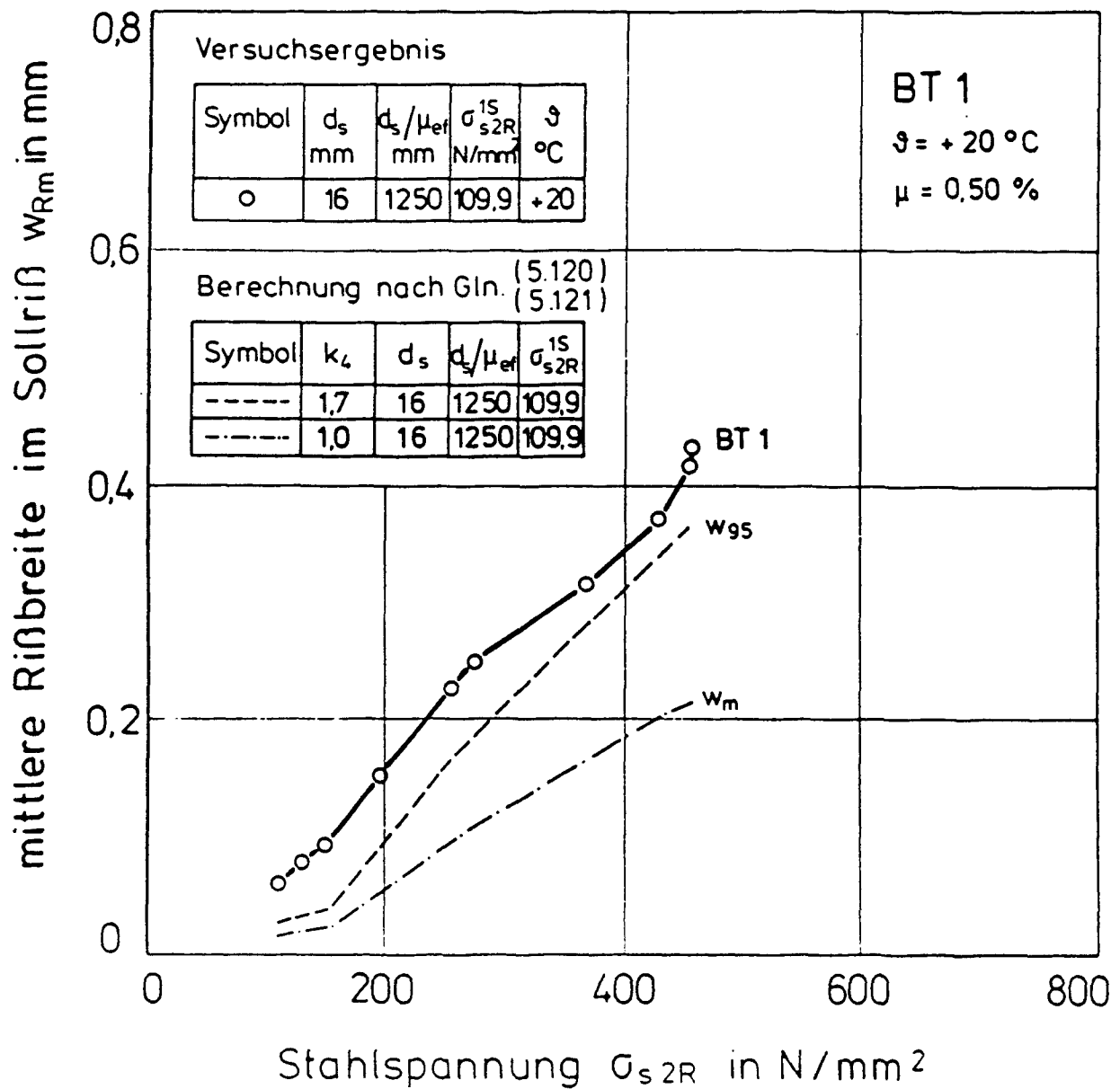


Bild 5.83: Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers BT 1;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

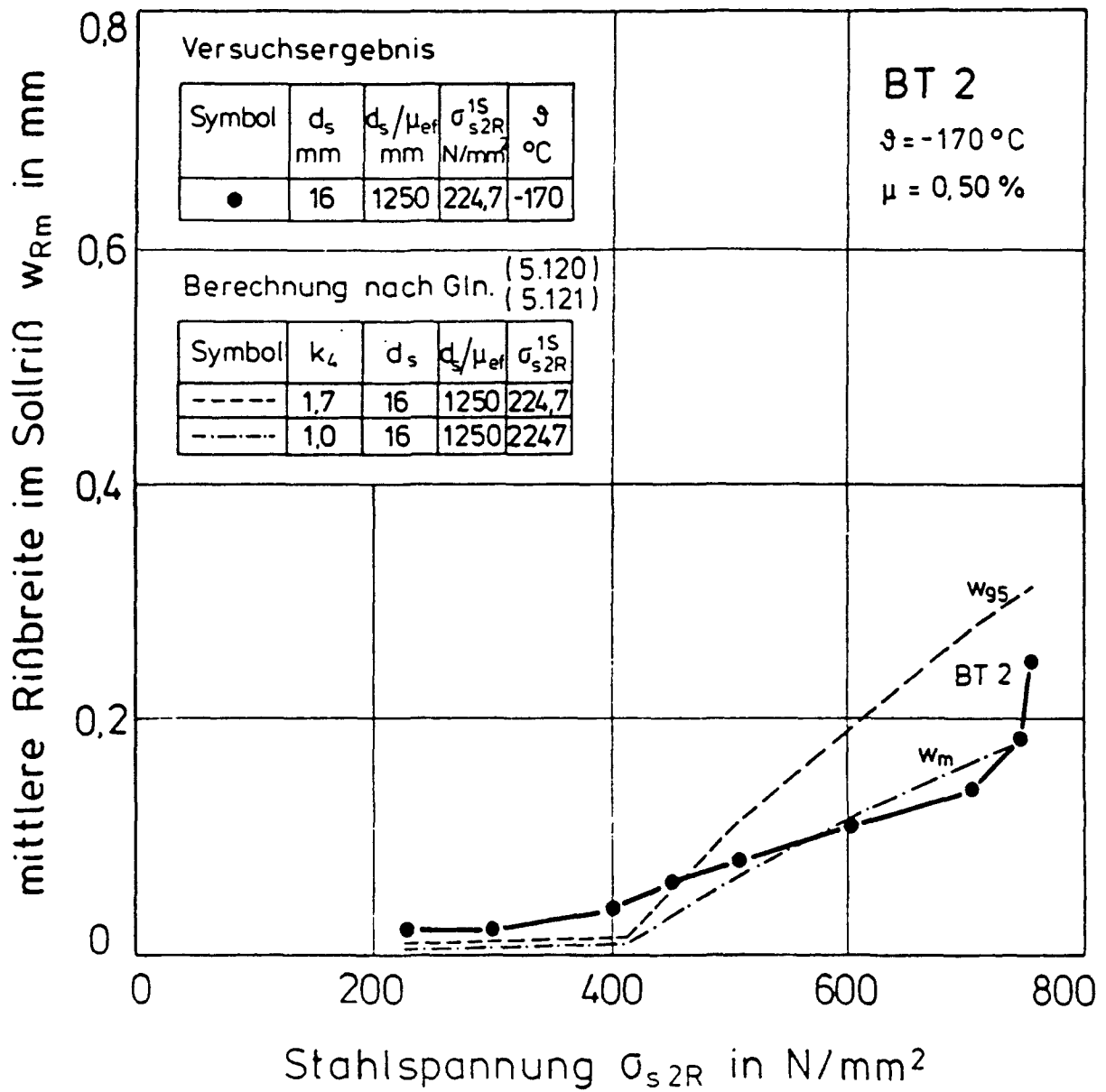


Bild 5.84: Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers BT 2;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

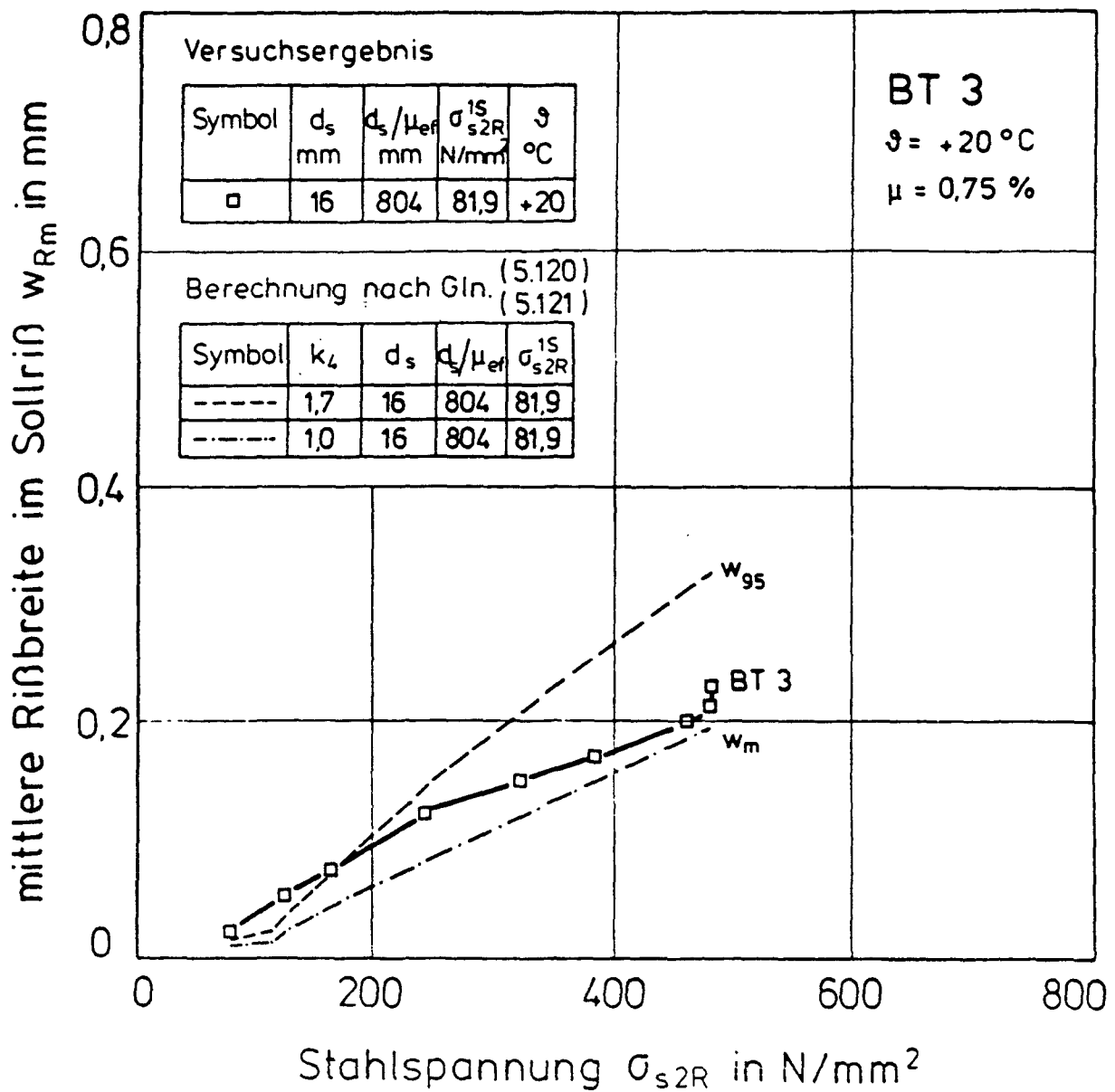


Bild 5.85: Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers BT 3;
 Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

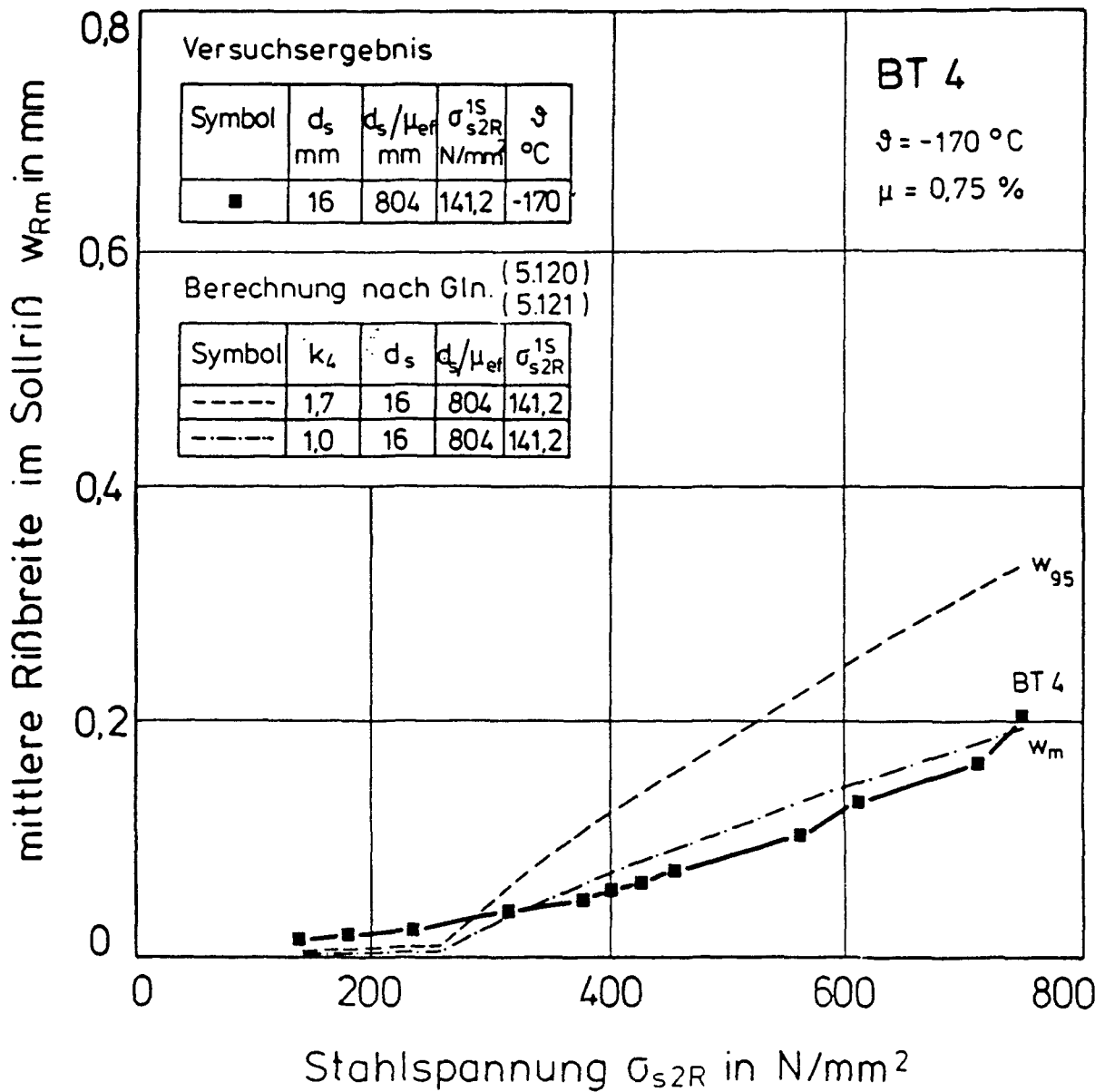


Bild 5.86: Rißbreite im Sollriß des Versuchskörpers BT 4;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis